

# MÁGLYAFALAK MECHANIKAI VISELKEDÉSÉNEK MODELLEZÉSE DISZKRÉT ELEMES MÓDSZERREL

TDK DOLGOZAT

KÉSZÍTETTE:

KÁDÁR MÁTÉ

KONZULENSEK:

FORGÁCS TAMÁS – TARTÓSZERKEZETEK MECHANIKÁJA TANSZÉK  
DR. SZENDEFY JÁNOS – GEOTECHNIKA ÉS MÉRNÖKGEOLÓGIA TANSZÉK

# Tartalom

<b>Összefoglaló.....</b>	<b>3</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>4</b>
<b>1. Bevezetés.....</b>	<b>5</b>
<b>2. Máglyafalak.....</b>	<b>7</b>
2.1. Támfalak típusai.....	7
2.2. Máglyafalak felépítése, szerkezeti viselkedése.....	8
2.3. Máglyafalak elterjedése, előnyei.....	11
2.4. Máglyafal tönkremenetelek típusai és okai.....	13
<b>3. Janssen-féle silóelmélet.....</b>	<b>17</b>
<b>4. Diszkrét elemek módszere.....</b>	<b>19</b>
4.1. Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés.....	19
4.2. Kapcsolatok mechanikai viselkedése.....	19
4.3. Mozgásegyenlet megoldása.....	20
4.4. Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás.....	22
<b>5. Numerikus modell.....</b>	<b>24</b>
5.1. UDEC modell.....	24
5.1.1. Geometria.....	24
5.1.2. Anyagjellemzők.....	25
5.1.3. Peremfeltételek és terhelés.....	25
5.2. 3D modell.....	27
5.2.1. Geometria.....	27
5.2.2. Anyagjellemzők.....	29
5.2.3. Peremfeltételek és terhelés.....	30
<b>6. Eredmények.....</b>	<b>33</b>
6.1. 2D modell silónyomás vizsgálata.....	33
6.2. 3D modell verifikációja.....	37
6.3. 3D modell valós szerkezet vizsgálata.....	40
6.4. Esettanulmány: 8.sz. főút Öskü elkerülő szakaszán bekövetkezett károsodás.....	44
<b>7. Összefoglalás.....</b>	<b>47</b>
<b>Hivatkozások.....</b>	<b>48</b>

## Összefoglaló

Máglyafal típusú, fából készült földmegtámasztó szerkezeteket már az ókori Római Birodalomban is építettek. Az utóbbi évtizedekben a vasbeton előregyártás fejlődésével, továbbá esztétikai szempontok megjelenésével egyre elterjedtebben alkalmazzák a szerkezetípust Nyugat-Európában, illetve Észak-Amerikában. Magyarországon az ún. Forte-típusú máglyafal rendszer terjedt el, melynek terrácsszerű vázát beton hossz- és kötőgerendák alkotják. A rácsszerkezet belsejét zúzottkővel, vagy durva kavicssal töltik fel, majd az így kialakuló szerkezetet stabilitásvesztéssel szemben súlytámfalként méretezik. A betonelemek igénybevételeit a rakattöltésből származó silónyomások figyelembevétele mellett lehet kellő pontossággal meghatározni.

A dolgozat keretében 2D-s diszkrét elemek módszerén alapuló numerikus modell segítségével meghatározzuk a szerkezet magassága mentén kialakuló vízszintes földnyomások eloszlását, megbecsüljük a máglyafal hossz- és kötőelemei között ébredő nyomófeszültségek nagyságát, illetve a kötőelemekben ébredő normálerőt. Másrészt, 3D-s, úgyszintén diszkrét elemek módszerén alapuló modellt készítettünk a Forte-rendszerű máglyafal vizsgálatára. A modellben a betonelemek (kötőelem, kötőbetét, hosszgerenda) egy-egy diszkrét elemként jelennek meg. Az elemek közti mechanikai interakciót zéró vastagságú kapcsolati elemek segítségével vesszük figyelembe. A rakattöltést és a megtámasztott földtömeget lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny kontinuumként modellezzük. 3D-s modell segítségével esettanulmány keretében mutatjuk be a 8. sz. főút-vonal Öskü elkerülő szakaszán károsodott máglyafal numerikus vizsgálatát.

A dolgozat keretében fejlesztett numerikus modell alkalmas tetszőleges geometriájú, Forte-típusú máglyafal modellezésére. A szimulációk eredményeképp meghatározhatóvá válnak a talaj-szerkezet kölcsönhatásból származó szerkezeti igénybevételek, melyek alapján a szerkezet méretezése / ellenőrzése elvégezhető.

## Abstract

Crib wall systems made from wooden elements have been used from the age of the Roman Empire. In the past decades, the advancements in the precast concrete industry and the need of a more aesthetic, natural appearance helped the crib-walls systems to be a widespread type of earth retaining structures. In Hungary, the so-called Forte-system is used, composed of header and stretcher concrete elements. The skeleton of the crib is filled with granular material. The structure is assessed as gravity wall against the loss of stability. To evaluate the internal forces of the concrete elements the use of different silo theorems is necessary.

In this work, a 2D numerical model based on the discrete element method is presented. Lateral earth pressures and the internal forces within the concrete elements can be determined along the height of the structure. Moreover, a 3D numerical model is developed to simulate the mechanical behaviour of Forte crib-wall systems. In this research, the structural elements of the retaining wall are modelled as individual discrete blocks. The mechanical interaction between the elements are taken into account with the help of zero thickness interface elements. The infill and the backfill are modelled as continuum elements with linear elastic-perfectly plastic constitutive models. A case study is presented to model the failure of the crib-wall system near to Öskü at highway No. 8.

The developed numerical model is capable to create and analyse Forte crib wall system with arbitrary geometry. As a result, the internal forces of the structural elements can be determined.

## 1. Bevezetés

A máglyafal legősibb támfaltípusaink egyike, amely a súlytámfalak csoportjába sorolható, azaz az önsúlyát használva támasztja meg a mögötte lévő földtömeget. A máglyafalak esetében a támfalat nem szükséges nagy kövekből, esetleg habarccsal összekötött elemekből vagy betonból megépíteni, mivel a fából, (vas)betonból vagy acélból készülő vázszerkezet fogja össze a leterhelő súlyként szolgáló szemcsés anyagú rakattöltést. Az ősi időkben a máglyafalak fából készültek, majd az 1900-as évek elejétől jelennek meg az előregyártott betonelemes máglyafalak és válnak népszerű támfaltípussá az USA-ban és Nyugat-Európában [1].

A máglyafalak, mint támszerkezetek a súlytámfalak tervezési szabályai alapján méretezhetők [2, 3], azonban ezen elvek csak a külső stabilitásvizsgálatokra, mint kiborulás, elcsúszás, alaptörés és globális állékonyság adnak megfelelő megoldást. A belső stabilitásvizsgálatra, amely a szerkezeti elemek analizisét és méretezését tartalmazná, nincsenek kidolgozott eljárások. A belső stabilitás vizsgálata rendkívül összetett feladat:

- egyrészt a máglyafal vázát alkotó elemek nincsenek mereven összekötve, azaz elválhatnak egymástól, illetve megcsúszhatnak egymáson;
- a rakattöltés a cellán belül vízszintes földnyomást fejt ki a máglyafal vázára, míg a megtámasztandó háttöltésből származó földnyomást is figyelembe kell venni;
- továbbá a falsúrlódás miatt, a rakattöltés súlya részben átadódik a vázszerkezetre.

Így a szerkezet részletes mechanikai vizsgálata térbeli modelleket kíván meg. További nehézség, hogy a mérnöki gyakorlatban rendelkezésre álló szoftverek nehezen tudják kezelni a talaj és a szerkezet együttes jelenlétét: míg a geotechnikai szoftverek a szerkezet, addig a szerkezettervező szoftverek a talajtömeg modellezését tudják jelentős egyszerűsítésekkel elvégezni. A hazai szabályozás (e-Ut 06.02.11) [4] a belső stabilitást szerkesztési szabályokkal, geometriai arányok megadásával próbálja biztosítani. Ennek a rendkívül összetett méretezési problémának a megoldására lehet egy megfelelő alternatíva a diszkrét elemek módszerén alapuló számítási mód, ami képes a máglyafalak külső és belső stabilitásvizsgálatát egyszerre elvégezni.

Magyarországon a hazai tervezésű, „Forte” máglyafal rendszer terjedt el. Ilyen máglyafalak figyelhetők meg többek között a 8-as főút több szakaszán, illetve az M0-s autópályán, Annahegynél. Sajnálatos módon a máglyafalak elterjedése mellett néhány tönkremenetel, illetve károsodás is bekövetkezett a különböző tervezési, gyártási vagy kiviteli hibáknak

köszönhetően. A dolgozat elkészítésének motivációját a 8-as főút Ösküt elkerülő szakaszon található máglyafal 2015-ben bekövetkezett károsodása adta.

A dolgozatban Forte-rendszernek megfelelő geometriájú máglyafal mechanikai viselkedését modelleztük diszkrét elemes módszerrel. A munka céljai az alábbiakban foglalhatók össze:

- egyszerűsített 2D modell létrehozása a rakattöltés és a máglyafalváz interakció vizsgálatára, majd az eredmények összevetése a klasszikus silóelmélettel eredményeivel;
- térbeli, diszkrét elemes modell létrehozása a Magyarországon elterjedt Forte-rendszer jellegzetességeinek megfelelően. 2D és 3D modellben kialakuló silóhatás összehasonlítása;
- máglyafalváz szerkezeti elemeiben keletkező igénybevételek meghatározása a 3D modell segítségével.
- a 8. sz főút Öskü elkerülő szakaszán 2015-ben bekövetkezett károsodás vizsgálata a modell validáció érdekében;

A dolgozat második fejezete rövid áttekintést ad a támfalak típusairól, ismerteti a súlytámfalak csoportjába tartozó máglyafalak kialakításának lehetőségeit és a Magyarországon elterjedt, ún. Forte-típusú máglyafalrendszert. A harmadik fejezet a rakattöltés és a máglyafalváz kölcsönhatásából származó silónyomás meghatározására alkalmas klasszikus módszert, az ún. Janssen-féle silóelméletet mutatja be. A negyedik fejezet a dolgozat keretében használt, diszkrét elemek módszerén alapuló szoftverek mechanikai háttérébe ad betekintést. Az ötödik fejezet ismerteti a 2D-s, illetve 3D-s numerikus modell felépítését, míg az eredmények a hatodik fejezetben találhatóak. A hetedik fejezet összegzi a TDK dolgozat főbb eredményeit, megállapításait.

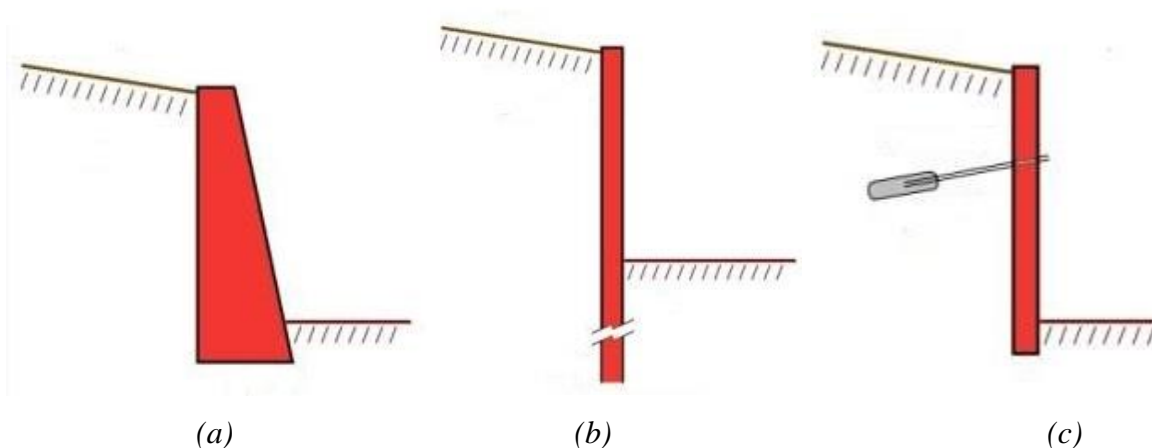
## 2. Máglyafalak

A fejezet első részében ismertetjük a támfalak típusait, majd bemutatjuk a máglyafalak kialakításának lehetőségeit, ezen támfaltípus előnyeit, hátrányait. A fejezet végén a teljesség igénye nélkül bemutatunk néhány külföldön és Magyarországon épített máglyafalon bekövetkezett tönkremenetelt, károsodást.

### 2.1. Támfalak típusai

A mérnöki gyakorlatban gyakran előfordul, hogy az elvégzendő földmunka csökkentésének érdekében meredek töltéseket, bevágásokat kívánunk létrehozni. A megtámasztó szerkezetek feladata, hogy a megtámasztandó közeg egyensúlyát biztosítsa olyan rézsűhajlások mellett, amely esetén a közeg megtámasztás nélkül képtelen lenne egyensúlyban maradni. A megtámasztandó közeg lehet szilárd kőzetektől kezdve talajokon át akár folyadék is. A támfalak csoportosíthatók működésük mechanikai elve alapján. Eszerint megkülönböztetünk:

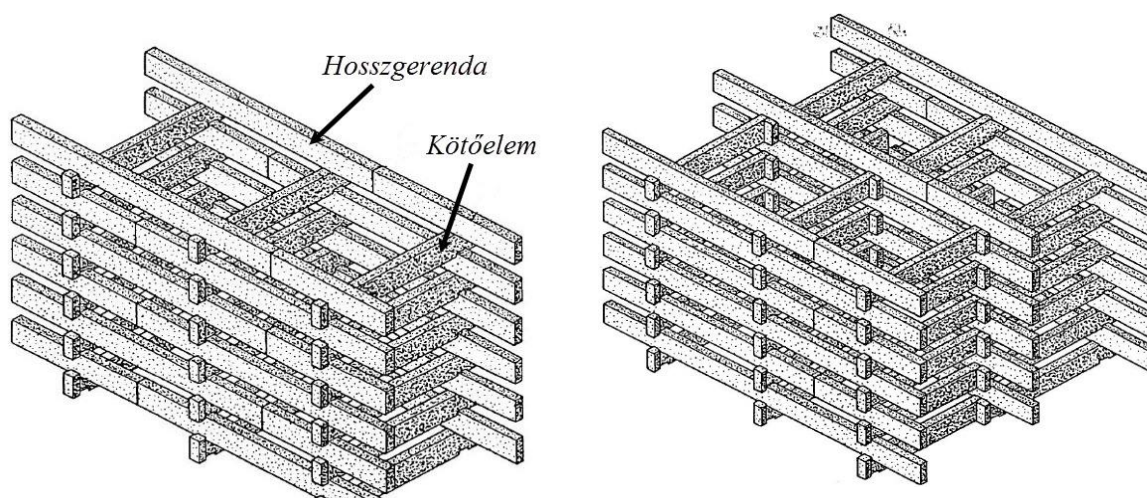
- **Súlytámfalakat**, amelyek esetén a stabilizáló erők a támfal önsúlyából származnak. Ebbe a csoportba tartoznak a betonból, kőből készülő súlytámfalak (1a. ábra), de ide sorolhatók a gabion- és máglyafalak is. A szögtámfalak esetén a megtámasztandó földtömeg súlyát is bevonják a támfal stabilizálásához. Gabionfalak esetén tipikusan fém hálókkaal bevont, téglatest alakú kereteket töltenek meg nagy szemcseméretű zúzottkővel.
- **Befogott támfalak** esetén a megtámasztandó földtömeg vízszintes földnyomásából származó terheket a támfal nyomatéki teherbírása veszi fel. Nagy magasságú befogott támfalak esetén a támfalban ébredő nyomatéki igénybevétel dúcok, illetve horgonyzások segítségével csökkenthető. A befogott támfalak készülhetnek acélból, vasbetonból, illetve kisebb magasságok esetén fából is. Ebbe a csoportba sorolhatók a szádfalak, résfalak, cölöpfalak.
- **Horgonyzott falak** esetén a fal stabilitását a megtámasztott földtömeg mögötti, teherbíró rétegekig vezetett talajhorgonyok biztosítják.
- **Összetett/speciális támszerkezetek**. Az idők folyamán létrejöttek a olyan támfaltípusok is, melyekre a fenti főbb csoportok sajátosságait egyszerre hordozzák magukon. Ilyenek lehetnek a vasalt talajtámfalak, geoműanyagokkal erősített földszerkezetek, befogott és egyben horgonyzott falak, stb.



1. ábra – Támfaltípusok: (a) súlytámfal, (b) befogott fal, (c) horgonyzott fal

## 2.2. Máglyafalak felépítése, szerkezeti viselkedése

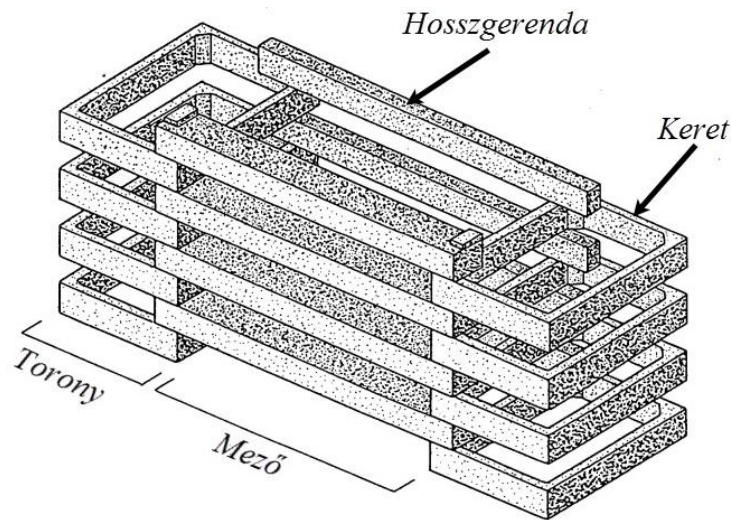
Általánosságban elmondható, hogy a máglyafalak vázát mechanikai értelemben rúdszerű szerkezeti elemek egymásra helyezésével alakítják ki. A 2. ábrán látható, ún. hosszgerendákat kötőelemek kapcsolják össze. Az egymásra merőlegesen fektetett hossz- és kötőgerendák között téglalap alakú cellák jönnek létre. A támfal magasságát a rakatok számával lehet jellemezni. Magas támfalak esetén a szerkezet alsó része újabb cellák létrehozásával szélesíthető (2. ábra). A különböző rendszerek között eltérések figyelhetők meg aszerint, hogy a hosszgerendák hány cellát kapcsolnak össze, illetve, az egymás feletti hosszgerendák között van-e átfedés. Amennyiben a hosszgerendák átfedés nélkül kerülnek elhelyezésre, a támfal egységeinek együttléteződése csökken, azonban a szerkezet kevésbé lesz érzékeny egyenlőtlen süllyedésekkel szemben.



2. ábra – Egy- és kétcéllás máglyafal rendszer [3]



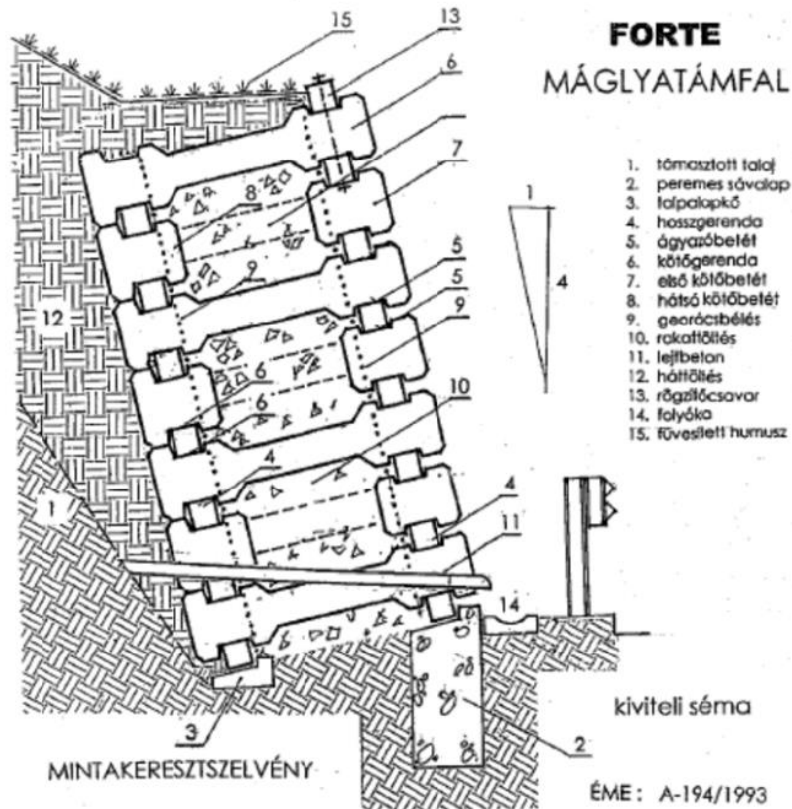
A máglyafalváz egy eltérő kialakítási lehetőségét mutatja be a 3. ábra, ahol keretszerű elemekből tornyok, és azokat összekötő hosszgerendák segítségével hozzák létre a máglyafal vázát:



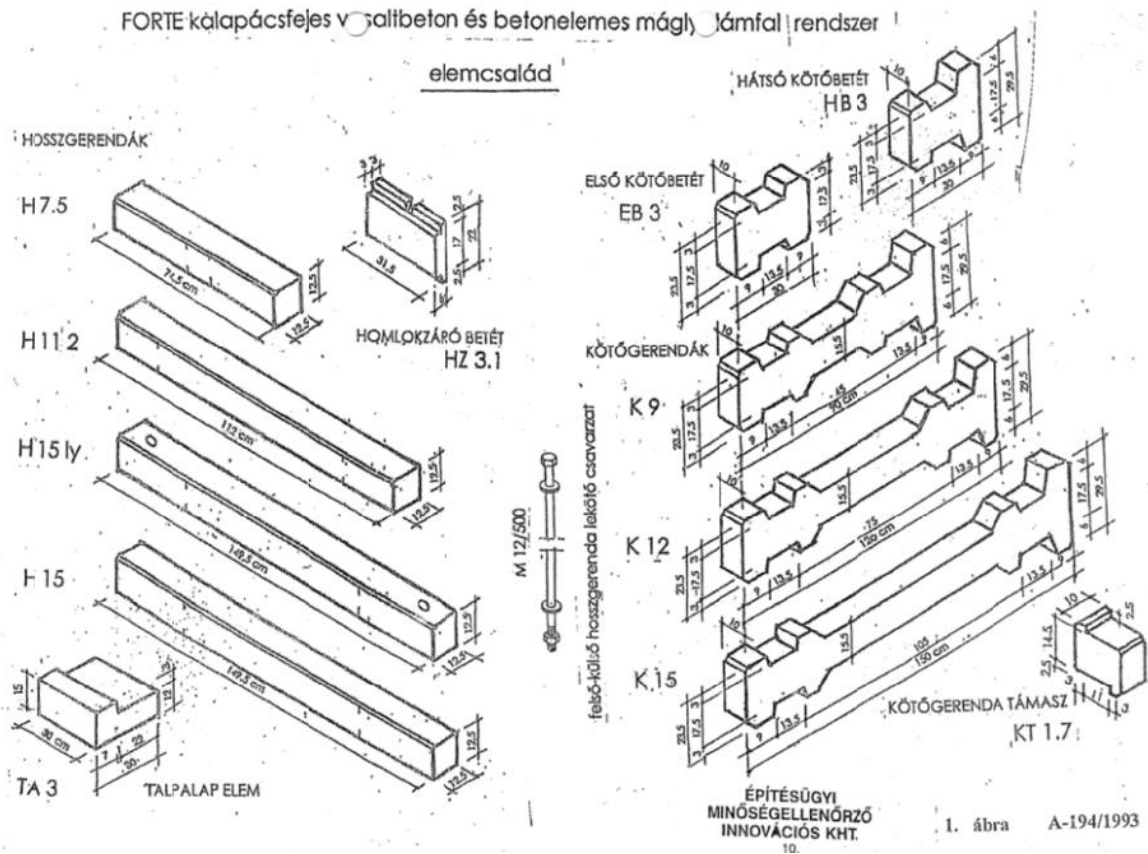
3. ábra – Keretek és hosszgerendák segítségével kialakított máglyafal-rendszer [3]

A máglyafal váza készülhet fából, illetve vasbeton elemekből. Az építés során néhány rakatonként szemcsés anyaggal töltik fel a kialakuló cellákat, majd a rakattöltést tömörítik.

A magyar fejlesztésű Forte-rendszer mintakeresztelvénye az 4. ábrán látható. A rendszer felépítése a 2. ábrán bemutatott hossz- és kötőgerendákból kialakított sémára hasonlít. Ezen kialakítás sajátossága, hogy egy-egy szerkezeti egységben rakatonként kettő helyett csak egy kötőelemet alkalmaznak, míg a másikat ún. első és hátsó kötőbetéttel helyettesítették. Ezt az elrendezést szintenként felváltva alkalmazzák. A legfelső szinten és a legalsó egy/két szinten mindkét oldalon kötőelemet alkalmaznak, továbbá a támfal tetején az elülső két hosszgerendát menetes száruk segítségével összekapcsolják. A hosszgerendák átfedés nélkül helyezkednek el egymás felett, így a szomszédos egységek együttműködése korlátozott. A támfalat a függőlegeshez képest 4:1-es hátradöntéssel építik. A rakattöltés kipergésének megelőzésére georács „bélést” helyezhetnek el a belső oldalon. Ezen bélés mechanikai viselkedésre gyakorolt hatása egyelőre nem tisztázott.



4. ábra – Forte-rendszerű máglyafal mintakeresztmetszelve [5]



5. ábra – Szerkezeti elemek a Forte-rendszerhez [5]

### 2.3. Máglyafalak elterjedése, előnyei

A máglyafal építés egy ősi módszere a talaj megtámasztásának. Nyugat-Európában, London környékén találtak i.e. 60 körül épült máglyafalakat [3]. Észak-Amerikában nagyjából a 20. század elején kezdték el újra alkalmazni ezt a technikát. A két világháború közti időszakban a máglyafalakat tipikusan még fából építették (6. ábra), de már megjelent az első előregyártott, betonelemekből épült máglyafal.



6. ábra – Két világháború között fából készült máglyafal; Leadville, Colorado, USA [6]

A máglyafal építés az 1960-as években vett lendületet, miután a főként Ausztriában és Németországban végzett kutatások bemutatták ennek a támfalnak a számos előnyét [7]. Európában és Észak-Amerikában egyaránt évtizedek óta építenek máglyafalakat földmegtámasztó szerkezetként és borítófalként egyaránt. A máglyafalak előnyeit és hátrányait az 1. táblázatban foglaltuk össze szakirodalmi gyűjtés alapján [1, 3, 8-11].

1. táblázat – Máglyafalak előnyei és hátrányai

Előnyök	Hátrányok
<ul style="list-style-type: none"><li>- az előregyártott elemek méretei, az igényektől függően könnyen változtathatók,</li><li>- széleskörűen alkalmazható; íves, szögletes, egyenes megoldások is kialakíthatók (7. ábra),</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- a szerkezeti elemek igénybevételeinek meghatározása komplex analízist igényel,</li><li>- a támfaltípus kis ellenállást mutat felszíni terhekre,</li><li>- a máglyafalak érzékenyen reagálnak a tervezési, kivitelezési hibákra, pontatlanságokra</li></ul>

- természetes hatást kelt: festhető elemek, növények ültethetők a rakatok közé,
  - a fal vastagsága újabb cellák hozzáadásával változtatható,
  - a fal magassága könnyedén változtatható a rakatok számának módosításával,
  - az előregyártott elemek kis mérete miatt kedvező szállítási és kivitelezési költségek,
  - az elkészült máglyafal azonnal terhelhető,
  - a szerkezet elbontható és újra felépíthető,
  - kedvező viselkedés egyenlőtlen támaszsüllyedésre.
- egy-egy szerkezeti elem károsodása a fal progresszív tönkremenetelét idézheti elő.
  - a támfal magassága korlátozott a szerkezeti elemek teherbírása miatt.
  - komoly hangsúlyt kell a vízvezetésre, hogy a rakattöltés ne tudjon kimosódni
  - szerkezet földrengéssel szembeni ellenállása gyenge



7. ábra – Ívelt kialakítású máglyafal

## 2.4. Máglyafal tönkremenetelek típusai és okai

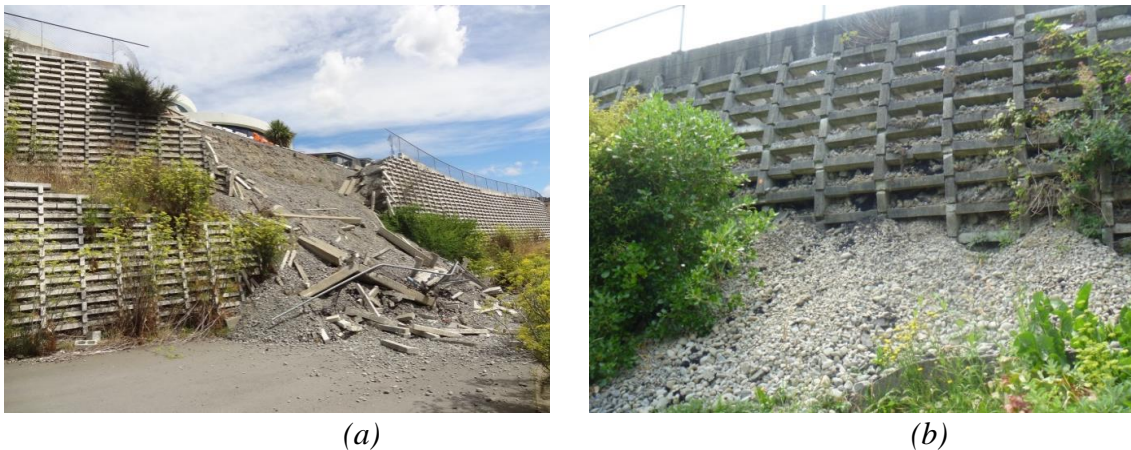
A fejezetben szakirodalmi kutatás alapján áttekintést adunk különböző máglyafal-rendszereken megfigyelt károsodások típusairól, azok (feltételezett) okairól. A fejezet a máglyafal szerkezeti elemeinek károsodására fókuszál, a súlytámfalakra jellemző előforduló globális stabilitásvesztési jelenségeket nem tárgyalja. A tönkremenetelek okai között fellelhetünk tervezési, kivitelezési, vagy anyagminőséggel kapcsolatos problémákat [9]. Tervezési hibák közé sorolható:

- A vízelvezetéssel kapcsolatos problémák: kerülni kell, hogy a háttöltésen keresztül átszivárgó vizek a rakattöltésen keresztül folyjanak. A máglyafalon keresztül történő vízszivárgás egyrészt kimoshatja a rakattöltést, másrészt csökkenti a máglyafalváz és a rakattöltés közti súrlódási együtthatót. A dokumentált tönkremenetelek többségét heves esőzések előzték meg. A támfal tetejére folyó felszíni vizeket gondosan el kell vezetni, mert a fal erózióját okozhatja.
- Szerkezeti elemek elégtelen teherbírása pecsétnyomásra. A falsúrlódás révén a rakattöltés tömege nagyrészt átadódik a máglyafal vázára. A szerkezeti elemek sokszor kis felületen érintkeznek egymással, ezért lokálisan nagy feszültségek alakulhatnak ki az elemekben. A tönkremenetelek során gyakori megfigyelés, hogy az elemek függőlegesen kettéhasadtak a nyomott zónák környezetében (hosszgerendák és kötőelemek érintkezési felületén)
- Kedvezőtlen teherkombinációk helytelen felvétele: kötőelemekben ébredő maximális húzóerőt a rakattöltés anyagjellemzőinek legalacsonyabb értékeivel számolva lehet meghatározni, azonban a szerkezeti elemek között ébredő pecsétnyomás lehetséges legnagyobb értékének megállapításához a rakattöltés súrlódási szögét, falsúrlódási együtthatót a legnagyobb értékkel kell figyelembe venni.
- Egyenlőtlen támaszsüllyedések lehetőségének elhanyagolása.

Anyagminőséggel és kivitelezéssel problémák lehetnek:

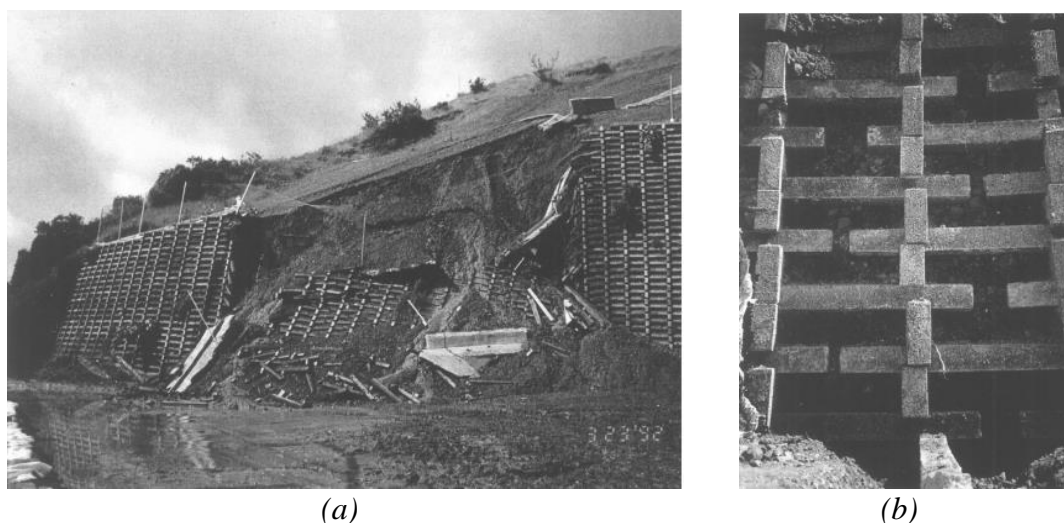
- A vasbeton szerkezeti elemek esetén a vasalás elégtelen betonfedése, amely a betonacélok korrózióját vonhatja maga után.
- A szerkezeti elemekben vasalásának elhelyezési bizonytalanságai az elemek hajlítónyomatéki teherbírásának nagy szórását okozhatják.
- Az elemek geometriai pontatlanságai egyenlőtlen teherátadást eredményezhetnek.
- A kötőelemek elhelyezési pontatlanságai (pl. kismértékű eltolódás az egymás feletti rakatokban) a hosszgerendák törését okozhatják.

Földrendések által komolyabban veszélyeztetett területeken a máglyafalak alkalmazását általában kerülik. Az eddigi tapasztalatok alapján ezen támfal típus ellenállása földrengéssel szemben meglehetősen gyenge [10]. Az új-zélandi Christchurch károsodott máglyafalai láthatók a 8. ábrán. A tapasztalatok szerint azon máglyafalak, amelyeket lekerekített folyami kavicsokkal töltöttek fel, kisebb ellenállást mutattak a földrengéssel szemben, mivel a rakattöltés szemcséi a támfal homloklapján keresztül „kifolytak” a máglyafal vázából.



8. ábra – Máglyafal tönkremenetele földrengésre: Christchurch, Új-Zéland [10]

1992-ben az amerikai Hebrew Union College melletti máglyafal dőlt össze [9]. A támfalon már 2 évvel korábban is megjelentek repedések, melyeket az elemek cseréjével, illetve műgyantával történő ragasztásával kívántak orvosolni. A javítás után azonban a repedések ismét visszatértek, emiatt a fal magasságát 3 méterrel csökkentették. Azonban a támfal egy heves esőzés után így is összedőlt. A korabeli szakvélemény a vízvezetés helytelenségét, a kötőelemek pontatlan elhelyezését jelölte meg a progresszív tönkremenetel okaként.



9. ábra – Hebrew Union College: (a) összedőlt szerkezet; (b) kötőelemek pontatlan elhelyezése [9]

Az amerikai Topanga Canyon-ban épült máglyafalak egyike 1993-ban szenvedett károsodást. A fal nem dőlt össze, azonban az alsó 8-10 rakata a falnak súlyosan károsodott (10. ábra). A helyszínen a fal kihasadása volt megfigyelhető, összetört kötőelemek és megrepedt hosszgerendák mellett. A betonelemek vasalása erősen korrodált volt, mely részben annak tudható be, hogy a hosszgerendákat a helyszínen darabolták. Mint kiderült, a kivitelezés során több helyen eltértek a tervektől. Néhány, a támfal környezetében lévő fa elkerülése végett a támfalat ívesen alakították ki. Emellett a rakattöltés tömörítése nem volt megfelelő, számos helyen üregek maradtak a támfal celláiban.



(a)

(b)

10. ábra – Máglyafal tönkremenetele: (a) alsó 8-10 rakat károsodása, (b) elégtelen tömörítésből fakadó üregek, Topanga Canyon, USA [9]

Sajnálatos módon a Magyarországon használt Forte-rendszerű máglyafalak is szenvedtek károsodást az utóbbi időkben. A 8. sz. főúton, Öskü elkerülő szakaszán 2015. januárjában elkészült 26 rakat magas máglyafal ugyanazon év február 16-án 30 méteres hosszon minden előjel nélkül összedőlt. A károsodás helyszínén a kötőelemek változatos tönkremenetele volt megfigyelhető, a lecsúszást gátló fogak elnyíródásától kezdve a kötőelemek hosszgerenda alatti felhasadásán át a betonacélok leválásáig. A károsodás helyszínén a támfal alapozása nem mozdult el, továbbá az alsó 5-6 rakat helyén maradt. A támfal mögötti sziklarézsút az eredeti tervek szerint meredek 67-76°-os szögben tervezték kiszedni, majd talajhorgonyzással rögzíteni, azonban a sziklarézsú kipergése miatt azokat sok helyen csak laposabb szögben és a támfaltól távolabb sikerült stabilizálni. Ezért a támfalra a tervezettnél nagyobb földnyomás

működött. Emellett a betomból készült szerkezeti elemek vasalásaként mindösszesen egyetlen, súlypontba helyezett sima falú vascsövet használtak megfelelő lehorgonyzás kialakítása nélkül. A tönkremenetelt megelőző napok meglehetősen hideg időjárásában a megtámasztandó földtömeg rézsűjének tetején a talaj ~40 cm vastagságban összefagyott, és a máglyafal tetején többletterhet fejtett ki. A tönkremenetel feltehetőleg a fentiekben részletezett kisebb-nagyobb jelentőségű események együttes hatására progresszívan következett be.



(a)



(b)

11. ábra – Forte rendszerű máglyafal tönkremenetele a 8.sz. főút Öskü elkerülő szakaszán [5]



(a)



(b)

12. ábra – Forte rendszerű máglyafal tönkremenetele a 8.sz. főút Öskü elkerülő szakaszán:

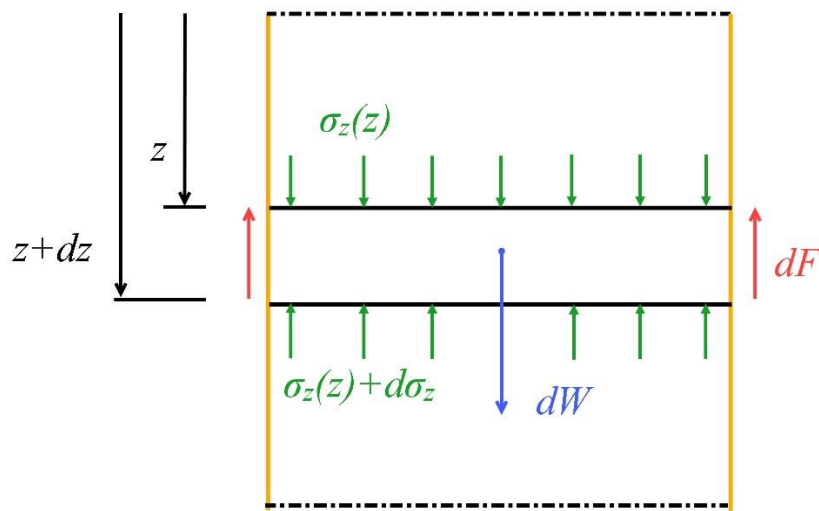
(a) kötőelemen kicsúszott vasalás, (b) kalapácsfej lerepedése [5]



### 3. Janssen-féle silóelmélet

A máglyafal rakattöltésének viselkedése nagymértékben hasonlít silókban és tartályokban tárolt szemcsés anyagalmazok viselkedéséhez. A szemcsés anyag és a tartály fala között súrlódó erők lépnek fel, minek hatására a szemcsés anyag átadja a saját súlyát a falra. Az ily módon kialakult jelenséget természetes boltozódásnak nevezi a szakirodalom [12].

A jelenséget tudományos alapon először Janssen vizsgálta [13], aki a silónyomások meghatározásához a 13. ábrán látható földtömeg egyensúlyát vizsgálta. Az elmélet feltevése, hogy a tartály egy-egy vízszintes metszetében a függőleges földnyomások állandó nagyságúak, továbbá a vízszintes és függőleges földnyomások aránya  $K$ .



13. ábra – Janssen által vizsgált elemi földtömeg

A 13. ábrán látható földtest függőleges egyensúlyát vizsgálva felírható az alábbi egyenlet:

$$\sum F_{iz} : -\sigma_z A + (\sigma_z + d\sigma_z)A - dW + dF = 0, \quad (1)$$

ahol  $A$  a tartály keresztmetszeti területe,  $\sigma_z$  a függőleges feszültség a talajban,  $dW$  az elemi földtömeg súlya,  $dF$  a tartály  $U$  kerülete mentén ébredő súrlódási erő eredője. A földtömeg súlya számítható az anyag térfogatsúlyának  $\gamma$  ismeretében:

$$dW = \gamma A dz. \quad (2)$$

A súrlódó erő pedig kifejezhető a vízszintes földnyomás, illetve a Coulomb-féle súrlódási törvény segítségével:

$$dF = U \cdot dz \cdot \sigma_x \tan(\delta) = U \cdot dz \cdot K \cdot \sigma_z \tan(\delta), \quad (3)$$

ahol  $\sigma_x$  a vízszintes földnyomás,  $\delta$  a súrlódási tényező a tartály fala és a szemcsés anyag között. A (2) és (3) egyenletben felismert összefüggéseket visszahelyettesítve az (1)-es egyensúlyi egyenletbe, némi egyszerűsítés után az alábbi differenciálegyenletet kapjuk:

$$\frac{U}{A} \cdot K \cdot \sigma_z \tan(\delta) + \frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma, \quad (4)$$

A fenti elsőrendű, inhomogén differenciálegyenlet általános megoldása felírható:

$$\sigma_z(z) = \frac{A \cdot \gamma}{U \cdot K \tan(\delta)} + C_1 \cdot e^{-\frac{U}{A} \cdot K \cdot \tan(\delta) z}. \quad (5)$$

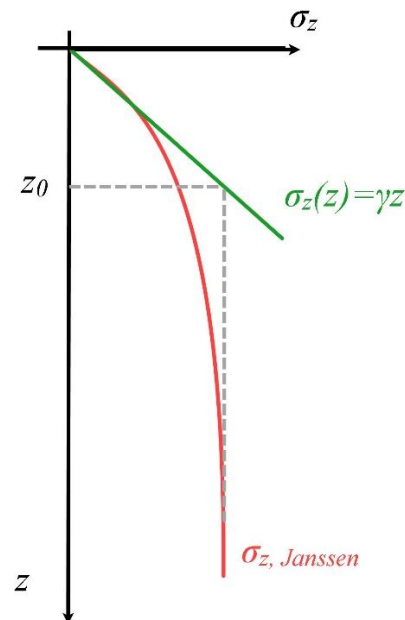
Az általános megoldásba behelyettesítve a terheletlen felszínre vonatkozó peremfeltételt ( $\sigma_z(0) = 0$ ) megkapható a partikuláris megoldás:

$$\sigma_z(z) = \frac{A \cdot \gamma}{U \cdot K \tan(\delta)} \left( 1 - e^{-\frac{U}{A} \cdot K \cdot \tan(\delta) z} \right). \quad (6)$$

A mélység növekedésével a szemcsés anyagban ébredő függőleges feszültség egy állandósult értékhez konvergál. Ez az állandósult érték a határmélység bevezetésével könnyedén meghatározható:

$$z_0 = \frac{A}{U \cdot K \tan(\delta)}, \quad (7)$$

$$\sigma_z^{\max} = z_0 \cdot \gamma, \quad (8)$$



14. ábra – Határmélység értelmezése

A tartály falára ható vízszintes földnyomás az alábbi formulával számítható:

$$\sigma_x(z) = K \cdot \sigma_z(z) = K \cdot z_0 \cdot \gamma \left( 1 - e^{-\frac{z}{z_0}} \right). \quad (9)$$

A máglyafalak esetén a silónyomás kialakulása egyrészt kedvező, hiszen csökkenti a rakattöltésben a vízszintes földnyomást, ezáltal csökken a kötőelemekben ébredő húzóerő; másrészt kedvezőtlen, hiszen rakattöltés súlya átadódik a máglyafal vázára, ezáltal növekszik a kötő- és hosszgerendák között pecsétnyomás formájában átadódó nyomóerő.

## 4. Diszkrét elemek módszere

A dolgozat keretében bemutatott modellek diszkrét elemek módszerén alapuló szimulációs környezetben lettek kialakítva. A 2D vizsgálatokhoz az Itasca által fejlesztett UDEC 7.0, míg a 3D-s vizsgálatokhoz a 3DEC 5.2-es verzióját használtuk.

A vizsgált szerkezet deformálható poligonok (2D), illetve poliéderek (3D) halmazaként jelenik meg. Az érintkező elemek közti felületeken mechanikai interakció jöhet létre. A diszkrét elemek mozgását Newton mozgástörvényeinek kis időlépésenkénti numerikus integrálásával határozzák meg a szoftverek.

A fejezetben rövid összefoglaló olvasható az alkalmazott szoftverek elméleti háttérével kapcsolatosan. Az ismertetés alapja a gyártó felhasználói útmutatója [14].

### 4.1. Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés

A máglyafal szerkezeti elemeit (kötőelem, hosszgerenda, stb.) a numerikus modellben egy-egy diszkrét elem reprezentálja. Ezen elemek lineárisan rugalmasan viselkednek. A deformációk és alakváltozások számításához minden egyes diszkrét elem végeselemes hálóval van felosztva. A rakattöltést, illetve a megtámasztandó földtömeget - a hagyományos végeselemes modellekhez hasonlóan - kontinuumként modelleztük és rugalmas-képlékeny anyagmodellel láttuk el.

Az elemek egymással történő érintkezését a szoftver automatikusan detektálja. Minden lehetséges kontaktpár figyelembevételéhez szükséges idő azonban a diszkrét elemek számával exponenciálisan növekszik. Ezért a szoftver speciális algoritmusokkal szelektálja azokat az elemeket, amelyek között a mozgás során létrejöhet a kapcsolat: pl. minden elemhez hozzárendel egy befoglaló téglatestet és csak azon elemek érintkezését vizsgálja, amelyek befoglaló téglatestei egymásba metsződnek. A kontaktfelismerő algoritmus az ún. köztes síkon alapul. Az algoritmus két fő részre bontható:

- köztes sík meghatározása oly módon, hogy az - bizonyos értelemben - a két blokk közti teret két egyenlő részre ossza fel;
- mindkét blokk érintkezésének vizsgálata az előzőekben definiált köztes síkkal.

### 4.2. Kapcsolatok mechanikai viselkedése

A szerkezeti elemek közti mechanikai interakció, illetve talaj-szerkezet kölcsönhatása zéró vastagságú kapcsolati elemek segítségével vehető figyelembe. A felhasznált diszkrét elemes

szoftverek az ún. rugalmas kapcsolati modell megközelítését alkalmazzák kapcsolati erők számítására. Ez azt jelenti, az elemek kismértékű egymásba metsződése megengedett, majd kapcsolati merevségek és az elemek egymáshoz képesti relatív elmozdulásai segítségével meghatározhatók a kapcsolati erők, illetve azok növekménye (15. ábra):

$$\Delta F^n = -k_n \cdot \Delta U^n \cdot A_c, \quad (10)$$

$$\Delta F^s = -k_s \cdot \Delta U^s \cdot A_c, \quad (11)$$

ahol  $\Delta F_n$ ,  $\Delta F_s$  a normál- és nyíróerő növekménye,

$k_n$ ,  $k_s$  a kapcsolat normál- és nyírómerevsége,

$\Delta U^n$ ,  $\Delta U^s$  a normál és tangenciális irányú relatív elmozdulás növekménye,

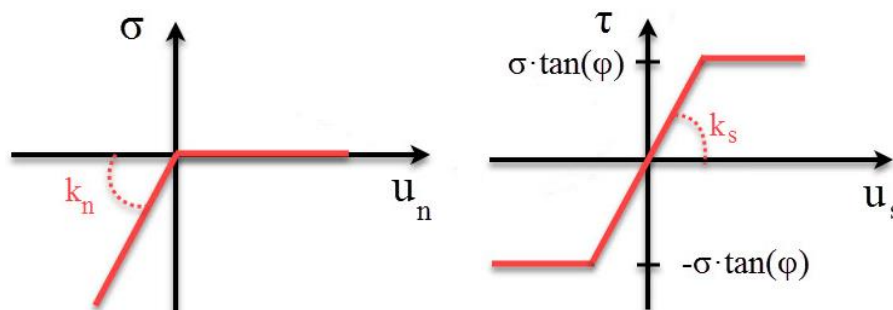
$A_c$  a szubkontakt területe

A kapcsolatokon normál irányban csak nyomóerő adódhat át, azaz húzóerő nem ébredhet az érintkező elemek között. A kapcsolaton átadható nyíróerőt a Coulomb-feltétel korlátozza:

$$F_s^{\max} = \pm F^n \tan(\varphi), \quad (12)$$

ahol  $F^n$  a kapcsolatra ható normálerő (pozitív, ha nyomás),

$\varphi$  a kapcsolat súrlódási szöge.



15. ábra – Kapcsolat viselkedése: a.) normál irányban, b.) érintő irányban

### 4.3. Mozgásegyenlet megoldása

A diszkrét elemek végeelemes-hálóval vannak felosztva. A végeelemek egy adott csomópontjára a mozgásegyenlet az alábbi formában írható fel:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i, \quad (13)$$

ahol  $\ddot{u}_i$  a csomópont gyorsulása az  $i$  irányban,

$S$  a végeelemet határoló felület,

$\sigma_{ij}$  a csomópontához tartozó feszültségtenzor  $i$ - $j$  komponense,

$n_j$  a  $S$  felület normálisa,

$F_i$  a külső terhek csomópontra redukált eredője az  $i$  irányban,

$m$  a csomóponthoz hozzárendelhető tömeg,

$g_i$  a gravitációs gyorsulás  $i$  irányú komponense.

A csomóponti terhek az alábbiakból adódnak össze:

$$F_i = F_i^z + F_i^c + F_i^l, \quad (14)$$

ahol  $F_i^l$  a külső terhekből származó erő,

$F_i^c$  a szub-kontaktokon ébredő, feszültségekből számítható erő, amely csak a diszkrét elem

külső felületéhez csatlakozó végelemek esetén van értelmezve,

$F_i^z$  a csomópontához tartozó végelemek feszültségállapotából számítható erő.

Amennyiben a csomópontra ható erők eredője zérus (egyensúly állapota), akkor a csomópont gyorsulása is zérus. Ez esetben a csomópont konstans sebességgel mozog. Minden más esetben a csomópont sebessége a  $(t + \Delta t / 2)$  pillanatban az alábbi módon számítható ki:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left( \frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i \right) \Delta t, \quad (15)$$

A sebességek ismeretében számítható a sebesség-gradiens tenzor ( $\underline{\underline{L}}$ ), mely felbontható egy szimmetrikus és egy ferdén szimmetrikus részre. A szimmetrikus rész az alakváltozás-sebesség tenzor ( $\underline{\underline{D}}$ ), míg a ferdén szimmetrikus rész a spin-tenzor ( $\underline{\underline{W}}$ ). Utóbbi két tenzor elemeit az alábbi módon lehet számítani:

$$D_{ij} = \frac{1}{2} (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i})$$
$$W_{ij} = \frac{1}{2} (\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}), \quad (16)$$

A szoftverben az anyagegyenlet inkrementális formában került implementálásra, így nemlineáris anyagi viselkedést is könnyedén figyelembe lehet venni. A rugalmas feszültségnövekményt az alábbi módon lehet számítani:

$$\Delta\sigma_{ij}^{elastic} = \lambda \cdot \Delta e \cdot \delta_{ij} + 2G \cdot \Delta\varepsilon_{ij} , \quad (17)$$

ahol  $\Delta\sigma_{ij}^{elastic}$  a feszültségnövekmény rugalmas állapotban,

$\lambda$  az ún. Lamé-konstans, értéke  $\frac{2G\nu}{1-2\nu}$ ,

$\Delta e$  az alakváltozás-tenzor első invariánsa:  $\Delta e = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z$ ,

$G$  a nyírási rugalmassági modulus,

$\Delta\varepsilon_{ij}$  az inkrementális alakváltozás-növekmény,

$\delta_{ij}$  a Kronecker-delta függvény.

A rakattöltés és a támfal által megtámasztandó földtömeg modellezésére a dolgozat keretében Mohr-Coulomb törési feltételt alkalmaztunk.

#### 4.4. Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás

A diszkrétéleemes eljárásokban különböző típusú csillapítást alkalmaznak statikus, illetve dinamikai problémák megoldására. Statikus terhek esetén a csillapítás célja egyfajta dinamikus relaxáció annak érdekében, hogy minél hamarabb elérjük az egyensúlyi megoldást a mozgásegyenletek megoldásából.

Az alkalmazott szoftver statikus problémák megoldására három különböző viszkózus (sebességgel arányos) csillapítás alkalmazását javasolja:

- i. **Adaptív globális csillapítás**, melyben a csillapítási tényezőt a számítás során folyamatosan változtatja a szoftver oly módon, hogy a csillapítás teljesítménye mindig a rendszer mozgási energia-változásának adott ( $R$ ) hányada legyen:

$$R = \frac{\sum P}{\sum \dot{E}_k} , \quad (18)$$

ahol  $P$  a csillapító erők által végzett munka teljesítménye,

$\dot{E}_k$  a mozgási energia megváltozása.

A csillapítás ezen típusa akkor alkalmazható hatékonyan, amikor a vizsgált feladat megoldásában a vizsgált szerkezet minden pontja nyugalomban van.

- ii. **Lokális csillapítás**, melynek lényege, hogy a csillapító erő a csomópontra ható kiegyensúlyozatlan teher nagyságával arányos. Ezen csillapítás alkalmazása során a (15)-es egyenlet kiegészítésre kerül az alábbi módon:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left( \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i - \frac{(F_d)_i}{m} \right) \Delta t, \quad (19)$$

ahol

$$(F_d)_i = \alpha \left| \int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i + m g_i \right| \operatorname{sgn}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)}), \quad (20)$$

ahol  $\alpha$  a csillapítási tényező. A (20)-ban definiált csillapító erőt a szoftver csak akkor alkalmazza, amikor az adott sebesség-komponens előjelet vált.

- iii. **Kombinált csillapítás**, amely olyan szimulációkhoz ideális, ahol a kialakuló egyensúlyban számottevő egyenletes mozgás is jelen van. A csillapítás ezen formája jobban „felismeri” az állandó sebességgel mozgó anyag rugalmas rezgéseiből származó oszcillációt.

A szoftver által a mozgásegyenletek megoldásához alkalmazott centrális differenciák módszere feltételesen stabil numerikus eljárás, tehát az időintegráláshoz tartozó lépéshossz nem választható tetszőleges nagy értékre. Deformálható elemek esetén az egy végelemhez hozzárendelhető tömeg és merevség hányadosa határozza meg a maximális időlépést:

$$\Delta t_b = \operatorname{frac} \cdot 2 \cdot \left( \frac{M_{\min}}{K_{\max}} \right)^{0.5}, \quad (21)$$

ahol  $M_{\min}$ ,  $K_{\max}$  az  $i$ -edik végelemhez tartozó tömeg és merevség, részletes definíció [14]-ben,

$\operatorname{frac}$  a felhasználó által megadható csökkentő tényező.

## 5. Numerikus modell

A dolgozat keretében diszkrét elemek módszerén alapuló numerikus modelleket dolgoztam ki. A silóelméletek numerikus vizsgálatának céljából 2D-s, síkbeli modellt készítettem az ITASCA által fejlesztett UDEC szoftver segítségével. A Forte máglyatámfalhoz kapcsolódó esettanulmány során 3D-s modellt fejlesztettem 3DEC környezetben.

Mindkét modell esetén a geometriai és anyagjellemzők paraméterként vannak kezelve, így a vizsgálni kívánt szerkezetek egyszerűen és gyorsan létrehozhatók/módosíthatók.

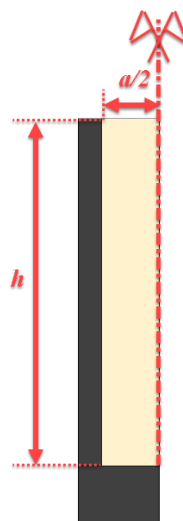
### 5.1. UDEC modell

A silónyomás jelenségének numerikus modellezéséhez egyszerűsített, 2D-s modellt készítettünk UDEC szoftverrel. Ezen vizsgálatok céljai az alábbiakban foglalható össze:

- a máglyafalak vázára ható, rakattöltésből származó földnyomások numerikus meghatározása,
- a váz igénybevételeinek közelítő meghatározása;
- a silónyomás kialakulását befolyásoló anyagi és geometriai jellemzők vizsgálata;
- továbbá a szimulációk eredményének összevetése a korábban kidolgozott, irodalomban megtalálható silóelméletekkel.

#### 5.1.1. Geometria

A 16. ábrán a vizsgált,  $h=20$  m magasságú,  $a=1$  m szélességű, függőleges tengelyű „siló” metszete látható. Mivel mind a terhelés, mind a szerkezet szimmetrikus a függőleges síkra, így csak a szerkezet felét modelleztem. A szerkezet alulról zárt, falai rögzítettek és merevek.



16. ábra – 2D modell a silónyomás vizsgálatához



### 5.1.2. Anyagjellemzők

A tartály falát merevnek tekintetem, ennek következtében a rá ható terhek hatására nem szenved deformációkat. A tartályban elhelyezett szemcsés anyagot folytonos közeggel (kontinuumként) modelleztem, melyhez lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyagmodellt rendeltem hozzá. A képlékeny viselkedést a Mohr-Coulomb folyási feltétel írja le. A kitöltő szemcsés anyag jellemzői a 2. táblázatban találhatók meg:

2. táblázat – Rakattöltés anyagjellemzői

Sűrűség	Rugalmassági modulus	Poisson - tényező	Belső súrlódási szög	Kohézió
$\rho$	$E$	$\nu$	$\varphi$	$c$
2000 kg/m <sup>3</sup>	60 MPa	0.3	[30° 45° 60°]	[0,5,10]kPa

A tartály fala és a kitöltő anyag közötti kapcsolati elemek anyagjellemzőit a 3. táblázat foglalja össze. A fal és a kitöltő anyag között csak nyomófeszültség ébredhet, a felületen átadható nyírófeszültséget pedig a Coulomb-törvény korlátozza. A kapcsolati merevséget úgy választottam meg, hogy az érintkező elemek összemetsződése elhanyagolható legyen a modell méreteihez képest. A választott kapcsolati merevséggel pl. 100 kPa hatására az érintkező elemek egymásba hatolása 0.01mm.

3. táblázat – Rakattöltés és fal közötti kapcsolat anyagjellemzői

Kapcsolati merevség normál irányban	Kapcsolati merevség érintő irányban	Falsúrlódási szög
$k_n$	$k_s$	$\delta$
1e+10 Pa/m	1e+10 Pa/m	$\left[0,0 \quad \frac{1}{3} \quad \frac{2}{3} \quad 1,0\right] \cdot \varphi$

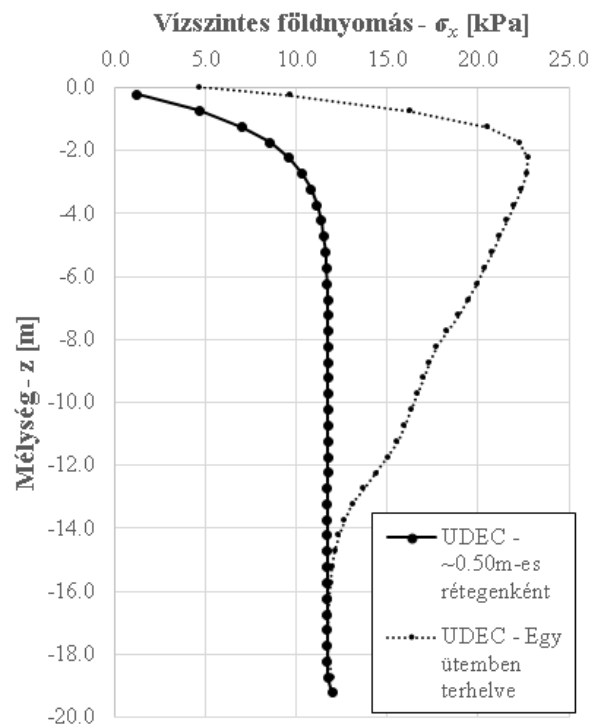
### 5.1.3. Peremfeltételek és terhelés

A numerikus modellben a tartály elmozdulások ellen rögzítve van. A feltöltés peremén található szimmetriatengelyen a végeelemes csomópontokhoz görgős támaszt rendeltem, amely a vízszintes eltolódásokat gátolja, míg függőleges elmozdulások szabadon létrejöhetnek.

A modellben a terhelés felvételét gondosan kellett megválasztani. Lehetőség van arra, hogy a szerkezetet a teljes  $h$  magasságig egy ütemben töltsük ki a szemcsés anyagot modellező kontinuum elemmel, egyetlen lépésben definiáljuk az önsúlyt, mint gravitációs terhet, majd a

szerkezetet dinamikus relaxáció útján egyensúlyba hozzuk. Másrészt vizsgálom azt is, hogy a feltöltést kis lépésekben, ~fél méteres rétegekben helyeztem rá a szerkezetre, majd minden egyes fázisban megkerestem a hozzá tartozó egyensúlyi állapotot, mígnem a szerkezetet a teljes  $h$  magassági fel nem töltöttem. A különböző módon terhelt szerkezetek falában kialakuló normálfeszültségeloszlás egymástól eltér, ezt a 17. ábrán mutatom be. Tekintettel arra, hogy a rétegenkénti terhelés jobban hasonlít a valós kivitelezési folyamatra, továbbá az ezen modellhez tartozó földnyomásértékek magyarázhatók silóelméletekkel, a későbbiekben ezt a típusú terhelési módot alkalmaztam.

A dolgozat keretében vizsgáltam, hogy a tartály falának vízszintes elmozdításának hatására fellazuló földtömegben milyen módon változnak vízszintes földnyomások. Ezért miután a tartályt rétegenként megtöltöttem, a szerkezet falát kellően kis sebességgel merevtestszerűen vízszintes irányban elmozdítottam, miközben rögzítettem a földnyomás változását. A szimuláció célja annak a vizsgálata, hogy a kezdetben nyugalmi állapotban lévő földtömeg mekkora elmozdulás hatására kerül aktív állapotba. Tapasztalataink alapján a 20 m magas fal 0,1%-os (2 mm-es) vízszintes elmozdítására a numerikus modellben az aktív állapotnak megfelelő feszültségállapot alakult ki.

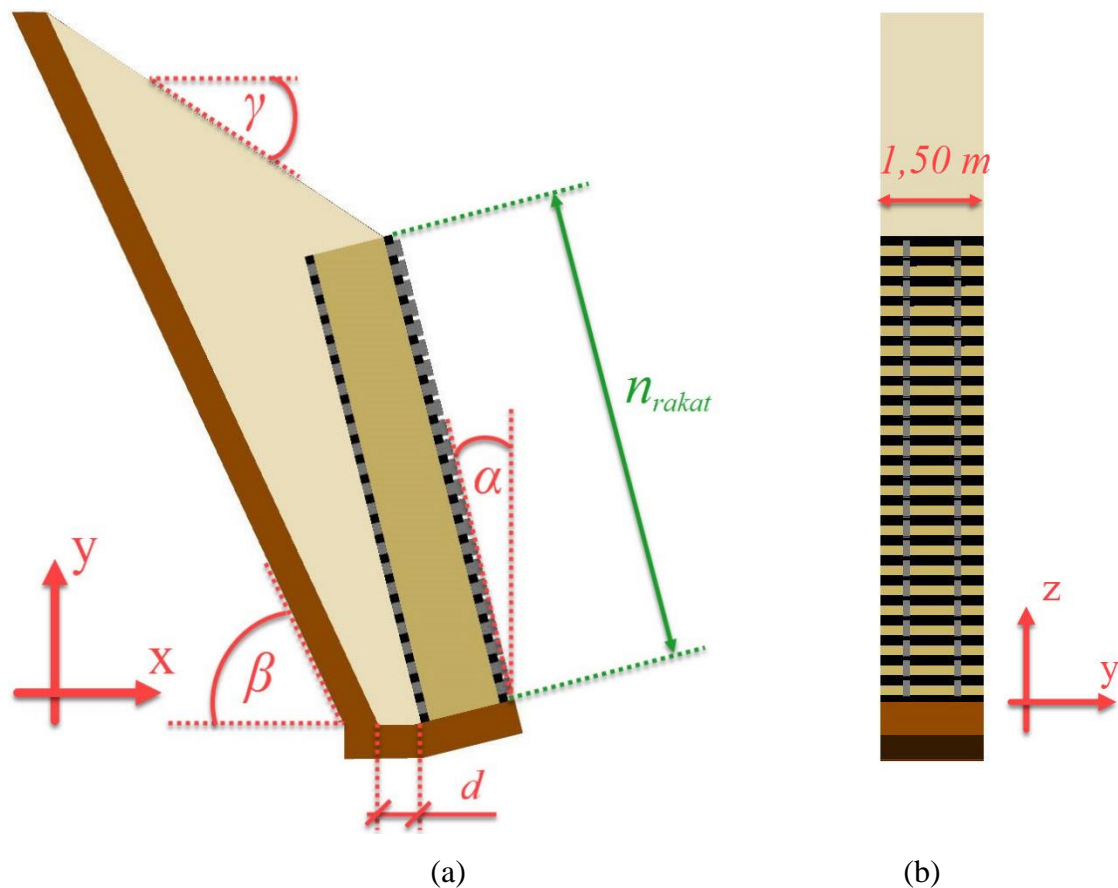


17. ábra – Teher definiálásának hatása a kialakuló vízszintes földnyomásra

## 5.2. 3D modell

### 5.2.1. Geometria

A 3D-s modellben a 2.2. fejezetben bemutatott Forte-típusú máglyafal-rendszernek egy szerkezeti egységét és az általa megtámasztott földtömeget modelleztük. A geometria kialakításához a 8. sz. főútvonal Ösküt elkerülő szakaszán megtalálható rendszerhez tartozó mintakeresztelvényt vettük alapul (18. ábra).

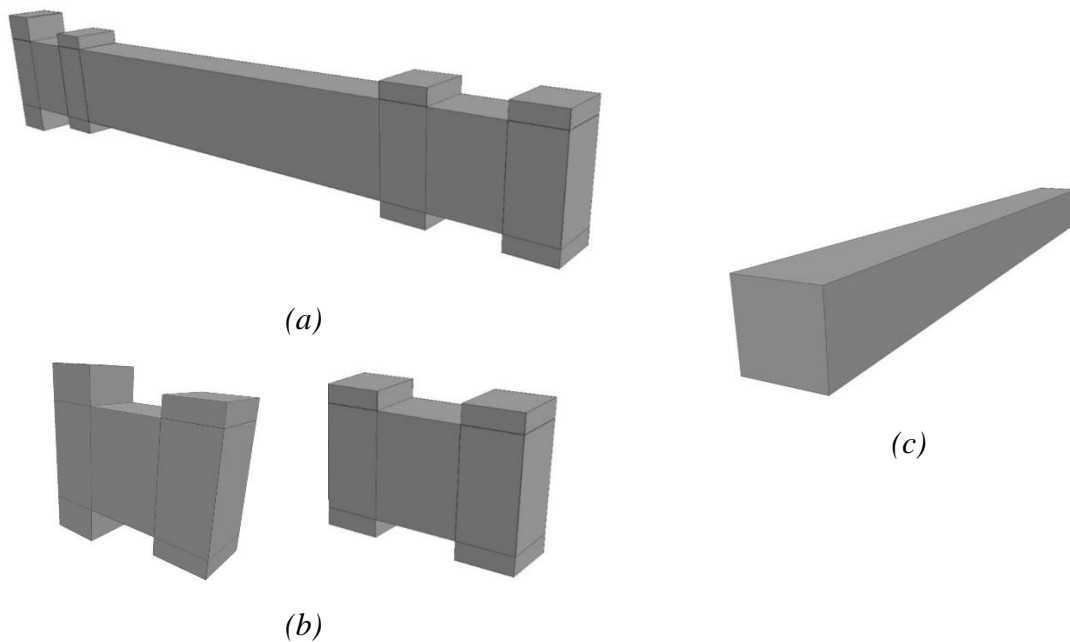


18. ábra – Mintakeresztelvény Forte-típusú máglyafal-rendszerhez: (a) oldalnézet; (b) előlnézet

A modell geometriája a felhasználó által megadható geometriai adatok segítségével hozható létre:

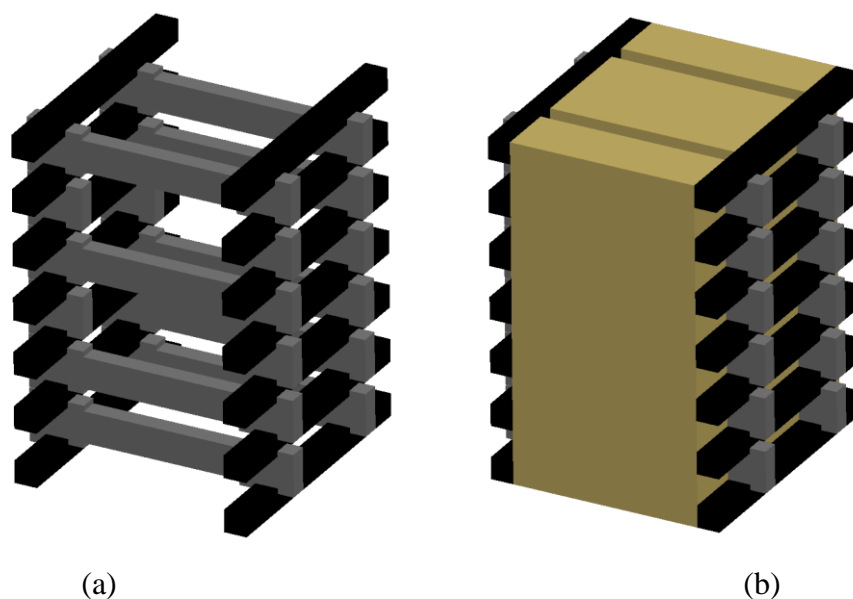
- $\alpha$  a támfal függőlegeshez mért hajlása,
- $\beta$  a sziklarézsű vízszinteshez mért hajlása,
- $\gamma$  a háttöltés rézsűjének hajlása,
- $d$  a sziklarézsű távolsága a máglyafal alapozásánál,
- $n_{\text{rakat}}$  a máglyafalat alkotó rakatok száma.

A máglyafal vázát kötőelemek, kötőbetétek, és hosszgerendák alkotják, ezek geometriája látható a 19. ábrán. A hosszgerendák és a kötőelemek egymásra merőlegesen történő elhelyezésével térrácsszerű szerkezet alakítható ki. Az alsó két rakat, továbbá a legfelső rakat esetén mindkét oldalon kötőelemet alkalmaztam, míg a közbenső részeken felváltva követik egymást a bal és jobb oldalon kötőbetétek. Az ily módon kialakított, 6 rakat magas szerkezet látható a 20a. ábrán.



19. ábra – Máglyafalváz szerkezeti elemei: (a) kötőelem; (b) hátulsó és első kötőbetét; (c) hosszgerenda

A vázon belül kialakult cellákba folytonos közegeként definiáltuk a rakattöltést (20b. ábra).



20. ábra – 6 rakat magas máglyafal: (a) vázszerkezet; (b) rakattöltés

A 8.sz. főúton megfigyelt károsodás szakvéleménye szerint a sziklarézsű önmagában is állékonynak tekinthető, ezért annak részletesebb modellezésétől eltekintettünk. A sziklarézsű és a máglyafal közti teret kitöltő háttöltést folytonos közegegént vettük figyelembe. A máglyafal alapozási kérdéseivel ezen dolgozat keretében nem foglalkoztunk, a máglyafal alá fixen megtámasztott, alapozást reprezentálni kívánó testet helyeztünk el. Ezen alaptest megtámasztást nyújt a támfalnak, azonban már a legalsó hosszgerenda is megcsúszhat az alaptesten, amennyiben a nyíróerő eléri az összeszorító erő és a súrlódási együttható szorzataként meghatározott maximális értéket.

### 5.2.2. Anyagjellemzők

A 3D-s modellben a diszkrét elemekhez, továbbá a köztük lévő kapcsolathoz kell anyagjellemzőket hozzárendelni. Az elemekhez tartozó anyagjellemzőket a szakvélemény alapján vettük fel. A betonból készült elemek viselkedése lineárisan rugalmas, míg a talajokhoz lineárisan rugalmas-tökéletesen képlékeny anyagmodellt rendeltünk. Az alkalmazott értékeket a 4. táblázat foglalja össze.

4. táblázat – Diszkrét elemek anyagjellemzői

	Sűrűség	Rugalmassági modulus	Poisson-tényező	Kohézió	Belső súrlódási szög
<b>Beton</b>	2300 kg/m <sup>3</sup>	15 GPa	0,30	-	-
<b>Rakattöltés</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	60 MPa	0,30	0 kPa	45°
<b>Megtámasztott talaj</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	35 MPa	0,30	3 kPa	42°
<b>Sziklarézsű</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	200 MPa	0,30	500 kPa	40°

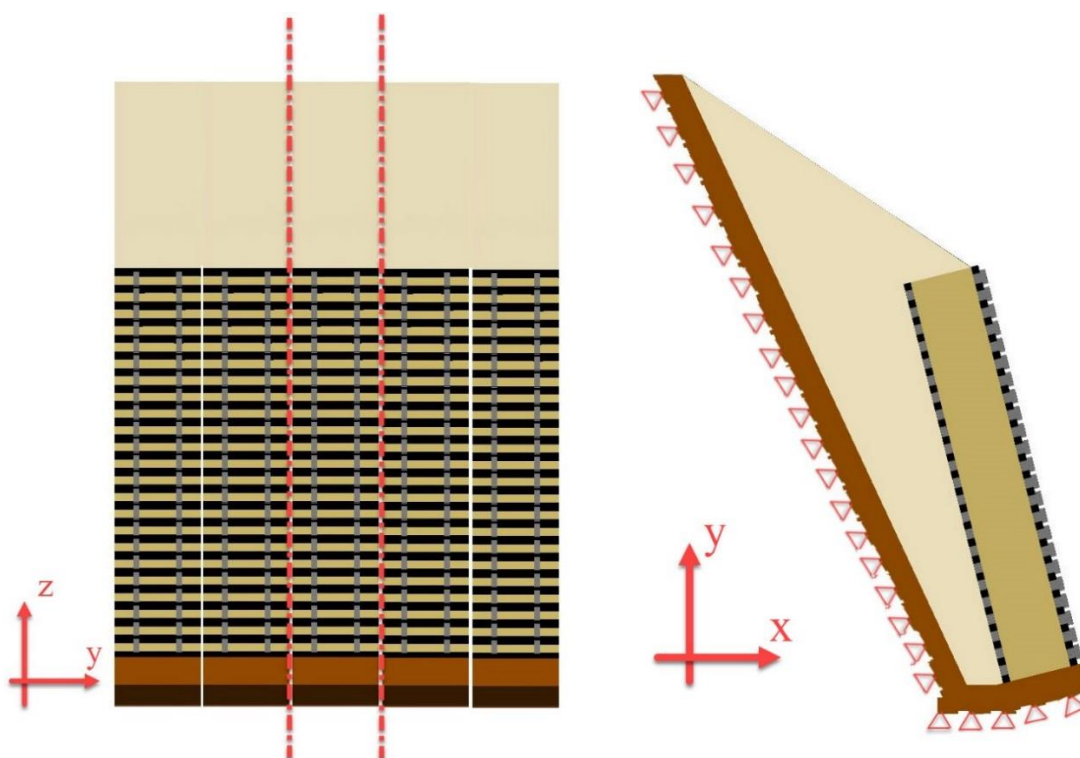
Az érintkező elemek között zéró vastagságú kapcsolati elemek jönnek létre. A kapcsolatok viselkedését a 4.2. fejezetben ismertettük. A kapcsolati merevségek értékét úgy választottuk meg, hogy az elemek érintkezése során keletkező összemetsződés elhanyagolható legyen. Ezért normál- és nyíróirányban 1e12 Pa/m értékeket vettünk fel. A kapcsolatokhoz definiált anyagjellemzőket az 5. táblázat foglalja össze.

5. táblázat – Kapcsolatok anyagjellemzői

Érintkező elemek		Kontaktmerevség $k_n = k_s$	Súrlódási szög $\varphi$
Beton	Beton	1000 GPa/m	20°
Beton	Rakattöltés	1000 GPa/m	$2/3 \cdot \varphi_{\text{rakattöltés}}$
Beton	Alaptest	1000 GPa/m	30°
Beton	Háttöltés	1000 GPa/m	$2/3 \cdot \varphi_{\text{háttöltés}}$
Rakattöltés	Háttöltés	1000 GPa/m	45°
Háttöltés	Sziklarézsű	1000 GPa/m	$2/3 \cdot \varphi_{\text{háttöltés}}$
Rakattöltés	Alaptest	1000 GPa/m	$2/3 \cdot \varphi_{\text{háttöltés}}$

5.2.3. Peremfeltételek és terhelés

A Forte-típusú máglyafal esetén a szomszédos cellákat a hosszgerendák nem kötik össze. Ezért a 3D-s numerikus modellben a hosszgerenda szélességének (1,50m) megfelelő sávot, egy szerkezeti egységet modelleztünk. A háttöltést, a sziklarézsűt, a rakattöltést függőleges síkban elvágtuk, majd az elvágás helyén a vízszintes elmozdulásokat meggátoltuk, míg a függőleges elmozdulások szabadon létrejöhetnek. Ily módon síkbeli alakváltozási állapotot alakítottunk ki.



21. ábra – Vizsgált szerkezeti egység

A szerkezetre mechanikai viselkedését gravitációs terhek hatása alatt vizsgáltuk. A szerkezetre alulról haladva ~0,50 m-ként helyeztük rá az önsúly jellegű terhet, majd a szerkezetet minden terhelési lépésben egyensúlyba hoztuk.

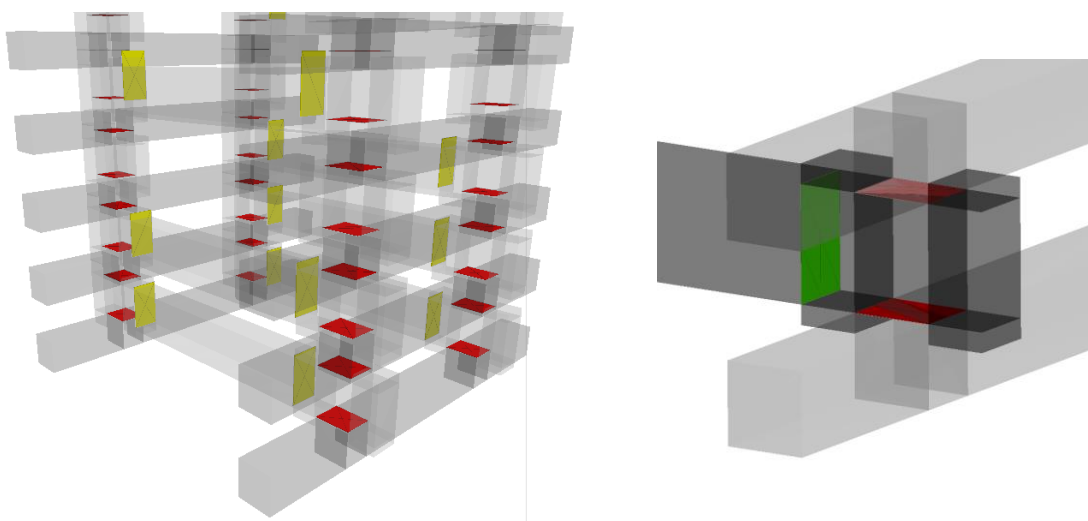
A szimulációk során rögzítettük a kötőelemben ébredő normálerőt és hajlítónyomatékot, továbbá a hosszgerenda és a kötőbetét/kötőelem érintkezési felületén mérhető normálfeszültséget (22. ábra). Az érintkező felületen kialakuló normálfeszültségek integrálásával meghatározható a feszültségrendszer eredőjéhez tartozó normálerő:

$$N_{\text{pecsénnyomás}} = \int_A \sigma_x dA . \quad (22)$$

A kötőelem két vizsgált keresztmetszetében meghatároztuk az erős tengely körüli hajlítónyomatékot. A keresztmetszet súlypontján átmenő lokális y tengelyre összegezve a normálfeszültségek nyomatékát meghatározhatóvá válik a keresztmetszet nyomatéki igénybevétele:

$$M_{y,\text{kötőelem}} = \int_A \sigma_x z dA , \quad (23)$$

ahol  $z$  a keresztmetszet súlypontjától mért koordináta a lokális  $z$  tengely mentén,  $A$  a keresztmetszet területe.



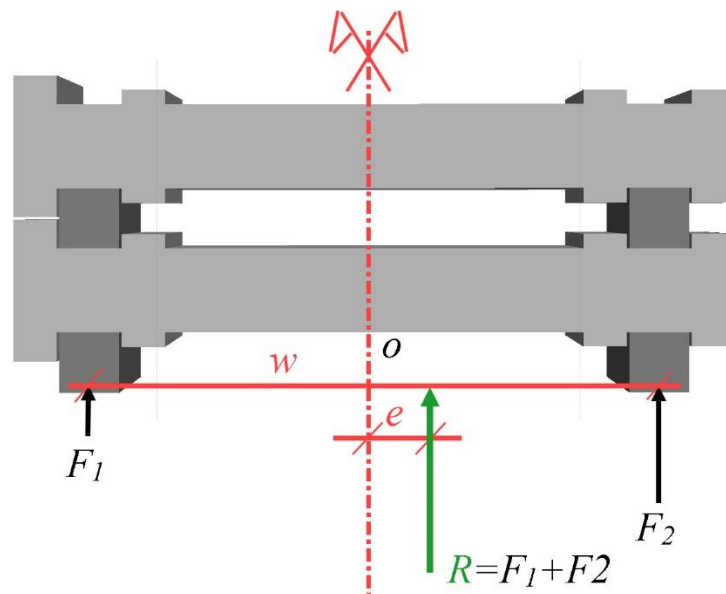
22. ábra – Igénybevételek meghatározása kapcsolati feszültségek alapján: zöld/sárga kapcsolat: kötőelem igénybevételei; piros kapcsolat: pecsénnyomás jellegű igénybevétel

A máglyafal vázában a pecsénnyomással átadódó nyomóerők ismeretében meghatározható, hogy a támfal magassága mentén mekkora biztonsággal rendelkezik felborulással szemben (23. ábra). A támfal elülső illetve hátsó részén átadódó normálerő ( $F_1$  és  $F_2$ ), továbbá a

hosszgerendák egymástól mért távolságának ismeretében meghatározható a támfalra ható erő központossága ( $e$ ):

$$e = \frac{\sum M_{iy}^o}{R} = \frac{-F_1 \frac{w}{2} + F_2 \frac{w}{2}}{F_1 + F_2}, \quad (24)$$

ahol  $M$   $F_1$  és  $F_2$  erő „O” pontra számolt nyomatéka,  $R$  az  $F_1$  és  $F_2$  erő eredője. A szerkezet felborulással szembeni biztonságát  $(w/2)/e$  alapon értelmeztük.



23. ábra – Felborulással szembeni biztonság meghatározása



## 6. Eredmények

### 6.1. 2D modell silónyomás vizsgálata

A síkbeli modell célja, hogy megvizsgáljuk, alkalmas-e a numerikus modell a máglyafal belsejében kialakuló silónyomások vizsgálatára. A szimulációk során rögzítettük a függőleges fal és talajtömeg között ébredő normálfeszültség, azaz a vízszintes földnyomás nagyságát. Emellett mértük a fal és a talajtömeg közti nyírófeszültségeket is. A fal tetejétől lefelé haladva, 30 cm-ként összegezve a kapcsolaton ébredő vízszintes földnyomásból származó normálfeszültségeket megkapjuk a kötőelemben ébredő normálerőt, illetve a nyírófeszültségeket összegezve meghatározható a falra ható, rakattöltés súlyából származó normálerő. Elsőként azt az elméleti esetet vizsgáltuk, amikor a falsúrlódási szöget  $0^\circ$ -nak tekintettük, azaz a talaj és a tartály fala között nyírófeszültség nem ébredhet. Ez esetben a vízszintes földnyomások a mélység növekedésével lineárisan növekedtek (24. ábra). Fixen rögzített fal esetén ( $\Delta x = 0.0 \cdot h$ ) a kapott numerikus eredmények teljesen megegyeznek azzal az esettel, amikor a vízszintes földnyomást az alábbi módon számítjuk:

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z, \quad (25)$$

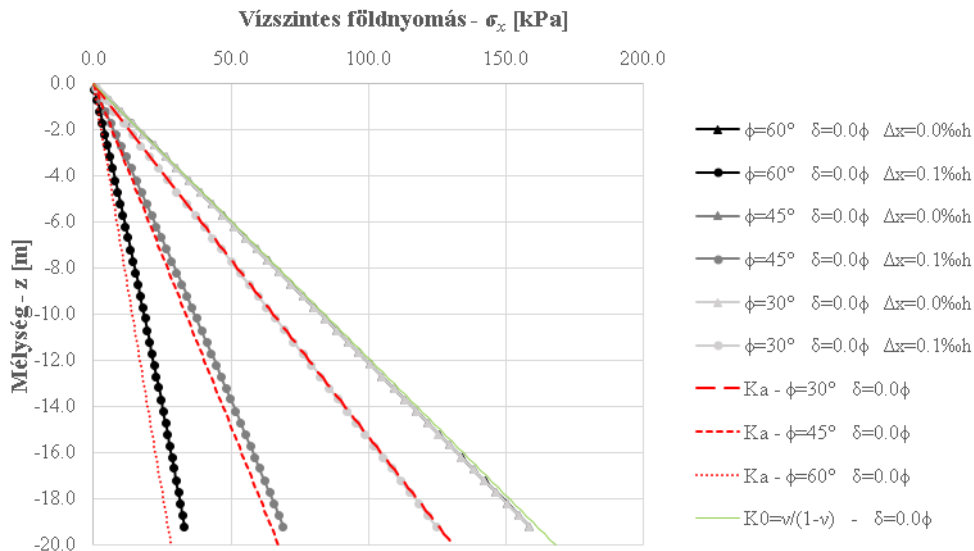
ahol  $\sigma_z, \sigma_x$  a függőleges és vízszintes feszültség,  $K_0$  a nyugalmi földnyomás együtthatója,  $\nu$  az anyag Poisson-tényezője. Azaz a numerikus modellben kialakuló vízszintes földnyomások nem függenek a talaj belső súrlódási szögétől. Ez azzal magyarázható, hogy rögzített fal esetén a modellben a talajtömeg feltehetően rugalmas állapotban van, emiatt a benne kialakuló feszültségek a lineárisan rugalmas anyagi viselkedést leíró, Hooke-modell alapján határozhatók meg.

Vizsgáltuk, hogy a tartály falát vízszintesen elmozdítva, hogyan változnak meg a talajtömegben kialakuló feszültségek (24. ábra). Tapasztalataink szerint a falat  $0.1\% \times h$  mértékben elmozdítva, a talajtömeg már fellazul és kialakulnak az aktív állapothoz tartozó vízszintes földnyomások:

$$\sigma_x = K_a \sigma_z = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sigma_z, \quad (26)$$

ahol  $K_a$  az aktív földnyomási együttható.

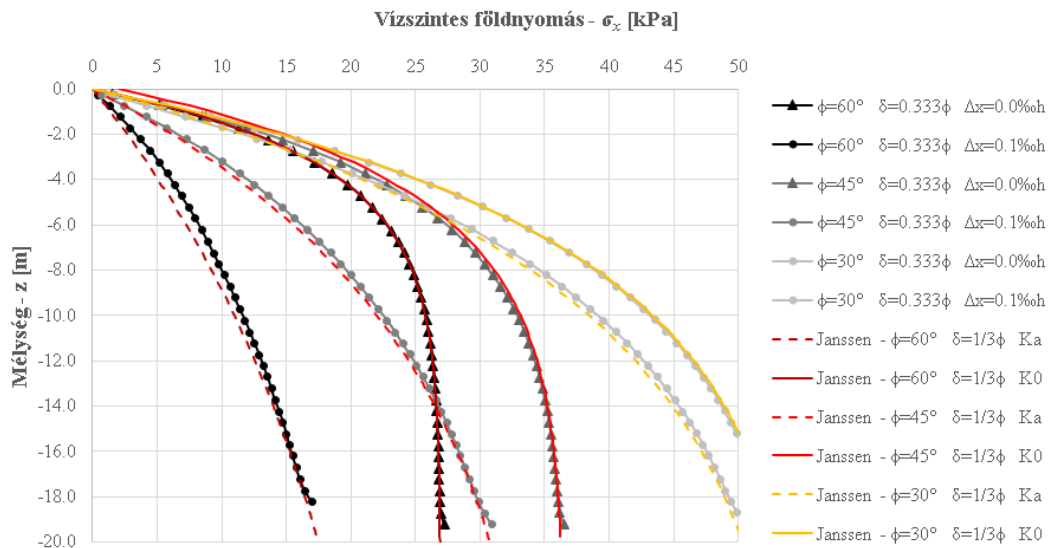
A falsúrlódási együtthatót növelve talajtömeg súlyának egy része falsúrlódás útján átadódik a tartály falára. Ezáltal a csökken a talajtömegben kialakuló függőleges feszültség, ami maga után vonja a vízszintes földnyomások csökkenését is.



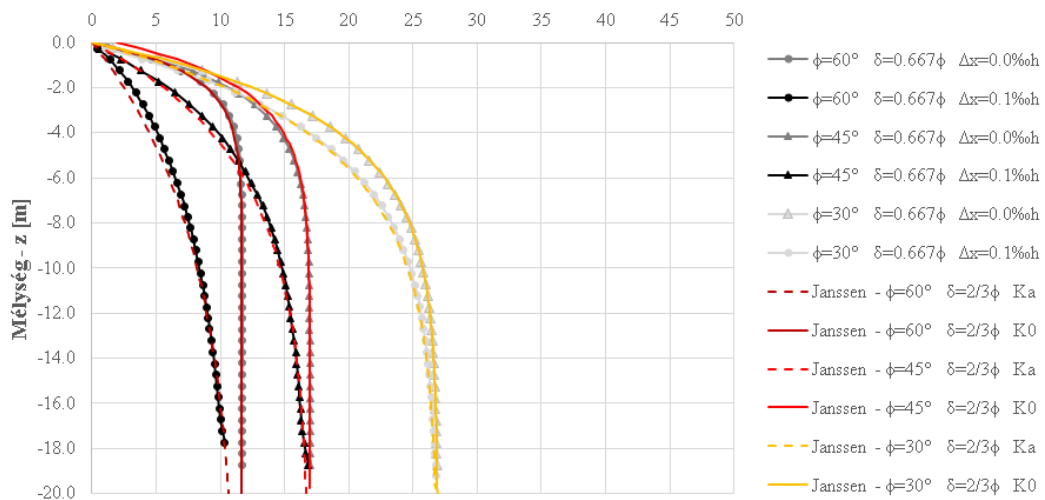
24. ábra – Vízszintes földnyomások falsúrlódás nélkül

A vízszintes földnyomások a mélység növekedésével kezdetben lineárisan nőnek, majd egy adott értékhez konvergálnak (25. ábra). A 25. ábra különböző falsúrlódási együtthatók feltételezésével mutatja be a silóhatás kialakulását a mélység függvényében. Jól látható, hogy a 2D modell eredményei szinte tökéletes egyezést mutatnak a Janssen-féle silóelmélet által meghatározott eredményekkel ( $A/U=0,5$  eset). Nyugalmi ( $\Delta x = 0\%oh$  – rögzített fal) és aktív határállapotban ( $\Delta x = 0.1\%oh$ -val elmozdítva a falat) a mélység növelésével állandósult maximális vízszintes földnyomás értéke megegyezik, azonban aktív határállapotban a maximális vízszintes földnyomás csak nagyobb mélységben éri el ezt az állandósult értéket.

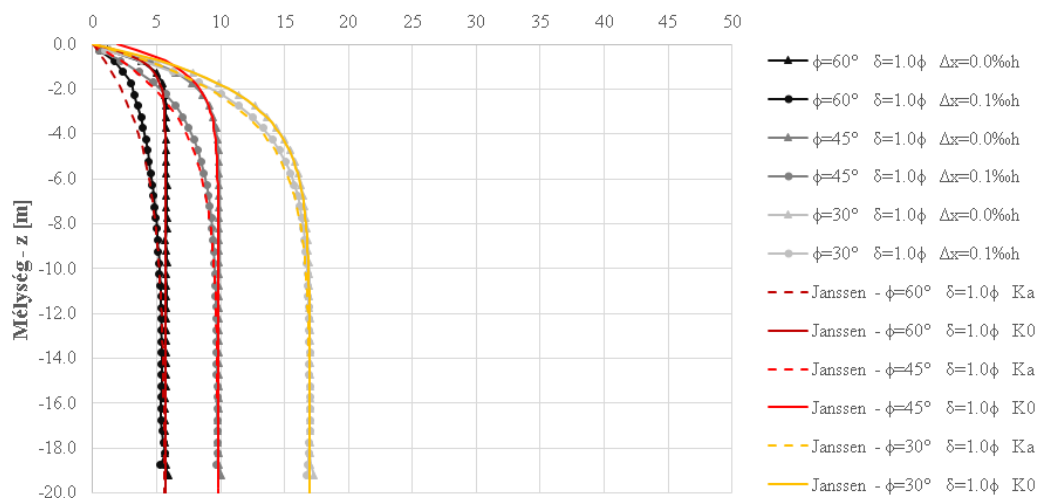
A vázszerkezet oldaláról tekintve a vízszintes földnyomásokból ébredő erőket a támfal kötőelemei veszik fel húzóerők formájában, míg a falsúrlódásból származó erők a máglyafalváz szerkezeti elemei között átadódó nyomóerőt növelik. Minél inkább hatékonyan működik a falsúrlódás (pl. nagy belső súrlódási szöggel rendelkező rakattöltés, vagy hatékony falsúrlódás esetén) annál inkább csökkenthetők a kötőelemekben ébredő húzóerők, azonban annál inkább terheli a máglyafal vázát a rakattöltés súlya. A 2D modell segítségével származtatható a máglyafal 30 cm-ként elhelyezett kötőelemeiben ébredő, rakattöltés vízszintes földnyomásából származó normálerő, továbbá a máglyafal vázára ható normálerő (26. ábra). A 26. ábra alapján megállapítható, hogy a falban ébredő normálerő nagymértékben függ a falsúrlódási együttható értékétől, azonban ennél jóval kisebb mértékben függ a rakattöltés belső súrlódási szögétől. Realisztikus falsúrlódási együtthatót ( $\delta = 2/3\phi$ ) feltételezve megállapítható, hogy a rakattöltés alsó ~4 méterének kivételével a teljes rakattöltés súlya átadódik a máglyafal vázára. A kötőelemekben ébredő húzóerő értéke csökken a rakattöltés belső súrlódási szögének, továbbá a falsúrlódási együtthatónak a növelésével.



(a)  $\delta=1/3\phi$

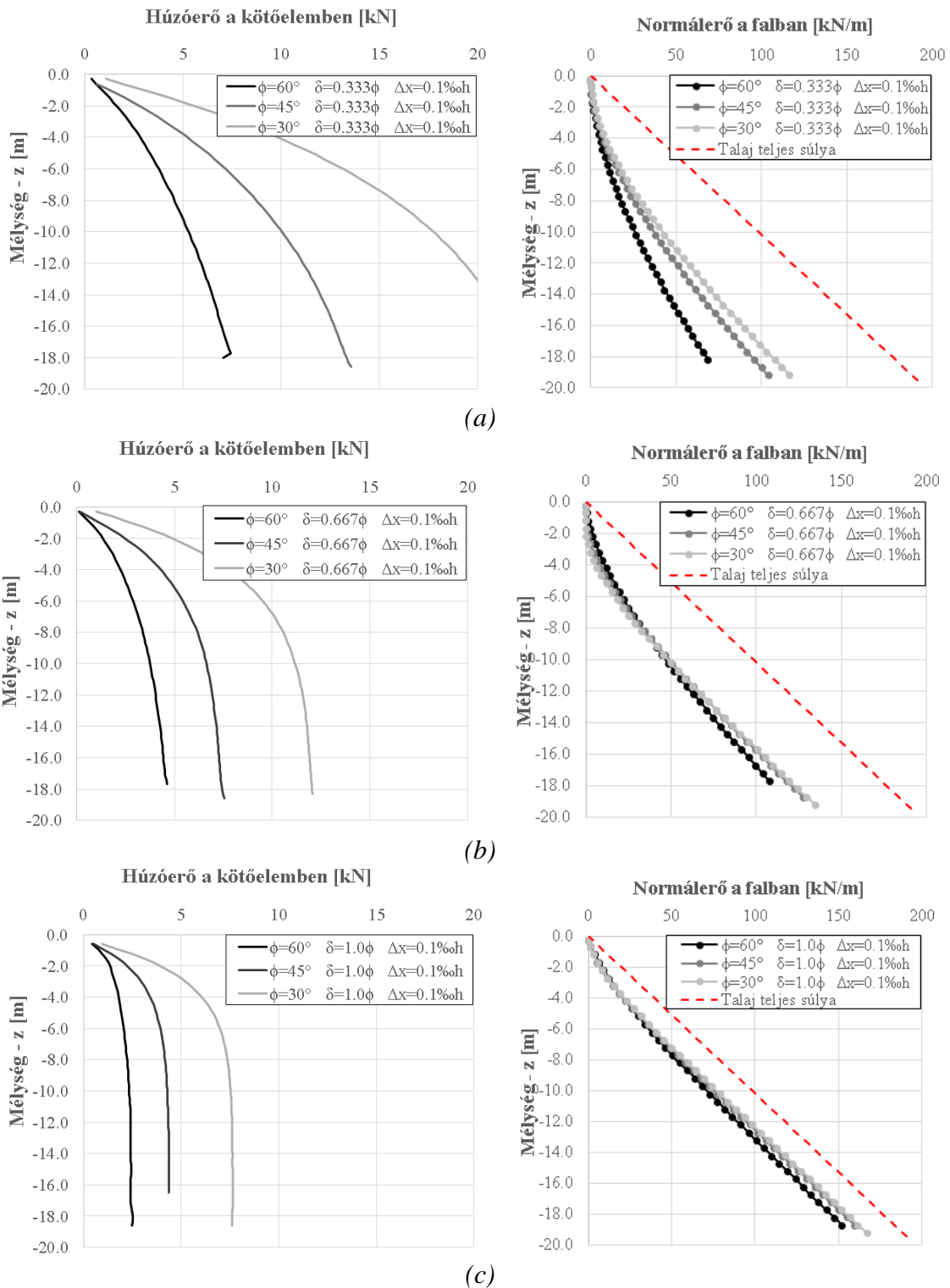


(b)  $\delta=2/3\phi$



(c)  $\delta=\phi$

25. ábra – Vízszintes földnyomások különböző falsúrlódási együtthatók mellett

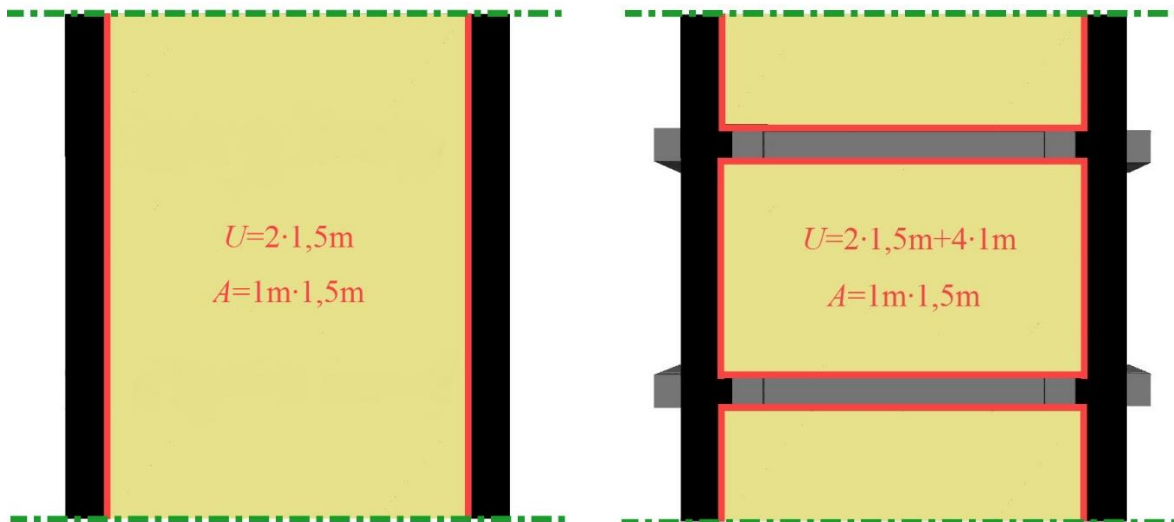


26. ábra – A váz falában ébredő igénybevételek 2D modell alapján

A dolgozatban megvizsgáltuk, hogy ha a falsúrlódás a támfal magassága mentén csak szakaszosan alakul ki (mint ahogy egy máglyafalváz esetén a hosszgerendák közötti rés miatt), hogyan változik a tartályban kialakuló silónyomás. Tapasztalataink szerint ez a kialakítás nem befolyásolta sem a határmélységet, sem a maximális vízszintes földnyomást.

## 6.2. 3D modell verifikációja

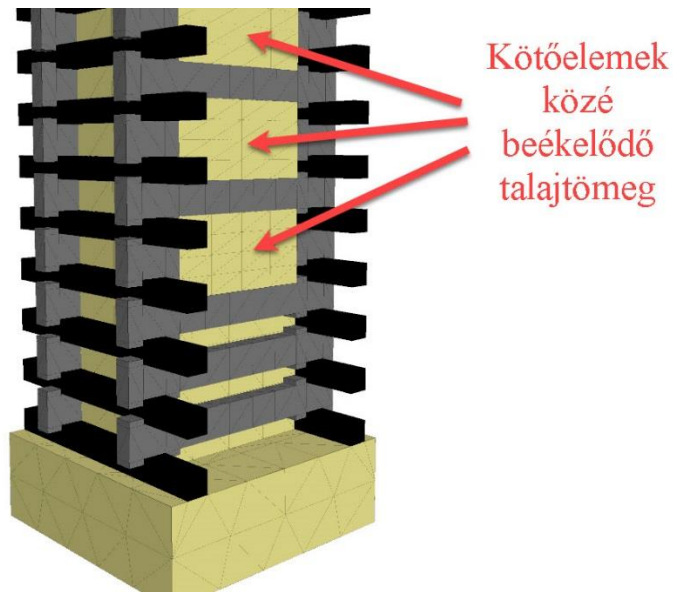
Az előző fejezetben bemutattuk, hogy a 2D-s UDEC modell képes visszaadni a Janssen-féle elmélethez tartozó silónyomásértékeket. Tovább a 3. fejezetben láthattuk, hogy a kialakuló silóhatás függ a máglyafal cella terület/kerület arányától ( $A/U$  arány). Ezen arány értelmezését mutatja be a 27. ábra a máglyafal felülnézete segítségével. A 2D modell esetén a kötőelemek modellezésére nincs lehetőség, ezért a cella  $A/U$  aránya szükségszerűen 0,50 (falsúrlódás csak a rakattöltés és a hosszgerendák között jöhet létre).



27. ábra-  $A/U$  arány értelmezése a 2D és 3D modellen (felülnézet)

A 3D-s modellen belül a silóhatás vizsgálatára függőleges falat modelleztünk megtámasztandó földtömeg nélkül. A térbeli modelleken a falsúrlódáson kívül figyelembe kell venni, hogy a kötőelemek közötti résekbe beékelődhet a rakattöltés, melynek hatására átboltozódás alakulhat ki (28. ábra). Emiatt a 3D modellen az alábbi eseteket vizsgáltuk meg:

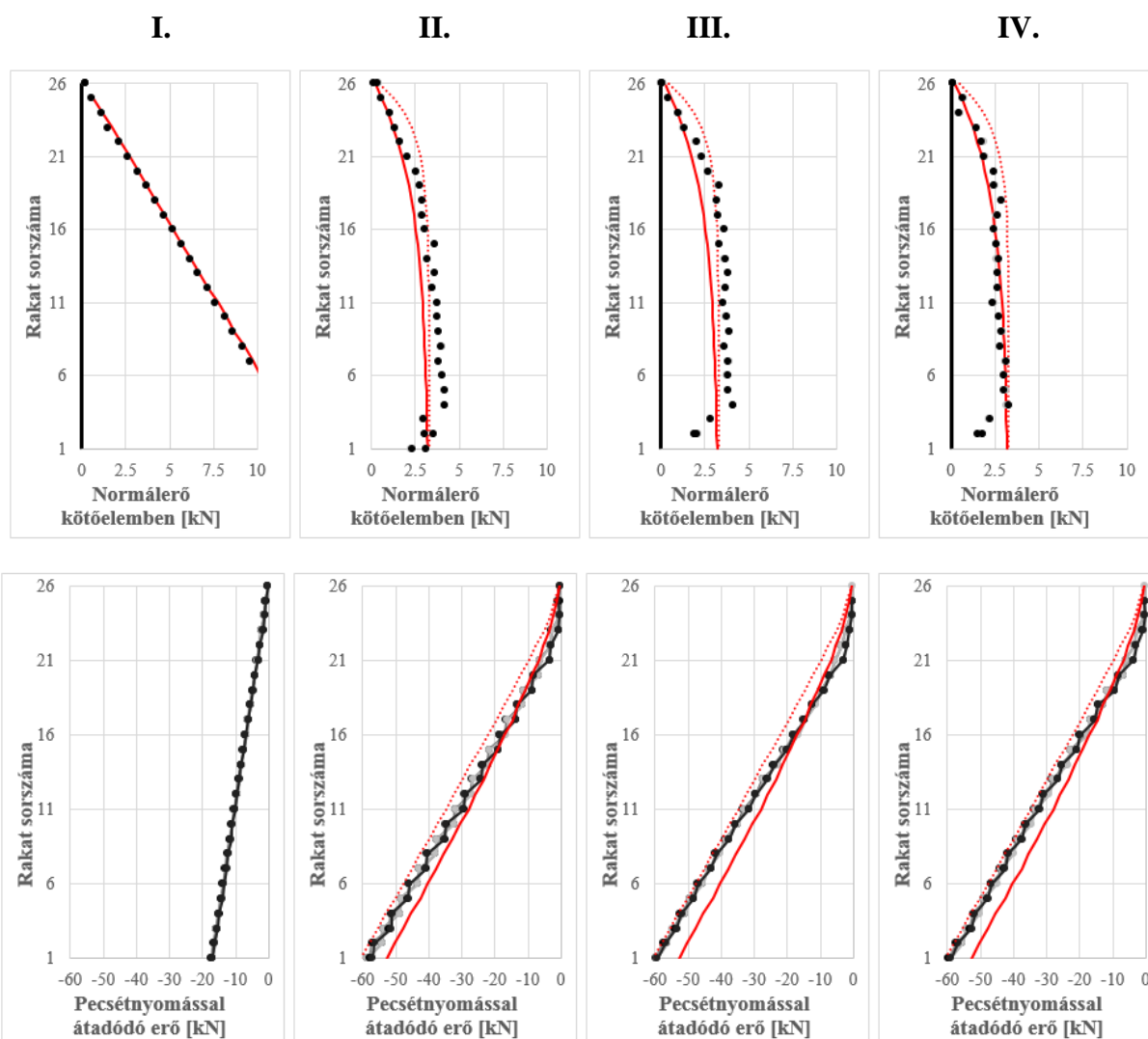
- I. A rakattöltés és a máglyafalváz között nem lép fel súrlódás, Továbbá, a kötőelemek közé beékelődött talajtömeg is súrlódásmentesen el van választva a rakattöltés többi részétől.
- II. A rakattöltés és a máglyafalváz között nincs súrlódás, azonban a kötőelemek közé ékelődött talaj együtt dolgozik a rakattöltés többi részével.
- III. A rakattöltés és a máglyafalváz között fellép súrlódás, azonban a kötőelemek közé ékelődött rakattöltés súrlódásmentesen csatlakozik a rakattöltéshez.
- IV. A rakattöltés és a fal között súrlódás lép fel, továbbá a beékelődött talajtömeg is együtt dolgozik a rakattöltéssel.



28. ábra – Kötőelemek közé beékelődni képes talajtömeg

A fentiekben definiált négy modellben mérhető igénybevételeket mutatja 29. ábracsoport. Megfigyelhető, hogy falsúrlódás és beékelődés nélkül a vízszintes földnyomások a 3D modellben is lineárisan növekednek a mélységgel. Ez esetben a vázban ébredő normálerő csak a szerkezeti elemek és a közük beékelődött talaj súlyából származik. Látható, hogy amennyiben a falsúrlódástól eltekintünk, a kötőelemek közé beékelődő rakattöltés is hatékonyan csökkenti a kötőelemekben ébredő normálerőt (II. eset). Fordított esetben (beékelődés hatását elhanyagolva, de falsúrlódás figyelembevételével) a II. esethez nagyságrendileg hasonló igénybevételek határozhatók meg. Amennyiben mind a falsúrlódást, mind a beékelődést figyelembe vesszük, a kötőelemekben ébredő normálerő tovább csökken. A numerikus eredmények jó közelítéssel megegyeznek a Janssen-féle elmélet eredményeivel, amennyiben a Forte-rendszerű máglyafal cellájához tartozó terület/kerület arányt  $A/U = 1,5\text{m}^2 / 7\text{m}$  -ként választjuk meg. A legalsó két rakat kötőelemeiben ébredő normálerő kisebb, mint a közvetlenül felettük lévő kötőelemen (3. szint) ébredő húzóerő. Ennek oka, hogy a modellben az alsó 2 rakatban a kötőelemek duplázva helyezkednek el (kötőbetétek nincsenek ezeken a szinteken); tehát az adott szintre jutó normálerő ~50-50%-át veszi fel egy-egy kötőelem.

## Terhelési eset



	Terhelési eset	Falsúrlódás	Beékelődés
—	Janssen ( $K_d$ ) $A/U=1,5/7$	✗	✗
⋯	Janssen ( $K_\theta$ ) $A/U=1,5/7$	✗	✓
●	3DEC numerikus modell	✓	✗
	IV.	✓	✓

29. ábra – 3D modell verifikációja

### 6.3. 3D modell valós szerkezet vizsgálata

A fejlesztett 3D-s modell segítségével parametrikus vizsgálatokat végeztünk el különböző geometriai kialakítású támfalak vizsgálatára. A vizsgált paramétertartományt a 6. táblázat foglalja össze. A rakattöltés és a megtámasztott földtömeg anyagjellemzőit a 4. táblázat foglalja össze.

6. táblázat – 3D modellek vizsgált paramétertartománya

Támfal hátradöntése	Sziklarézsú meredeksége	Rakatok száma	Sziklarézsú és támfal távolsága
[0°; 5°; 10°; 14,04°]	[60°-65°-70°-75°]	[5;10;15;20;25;30]	[0,5 m; 1,0 m; 1,5 m]

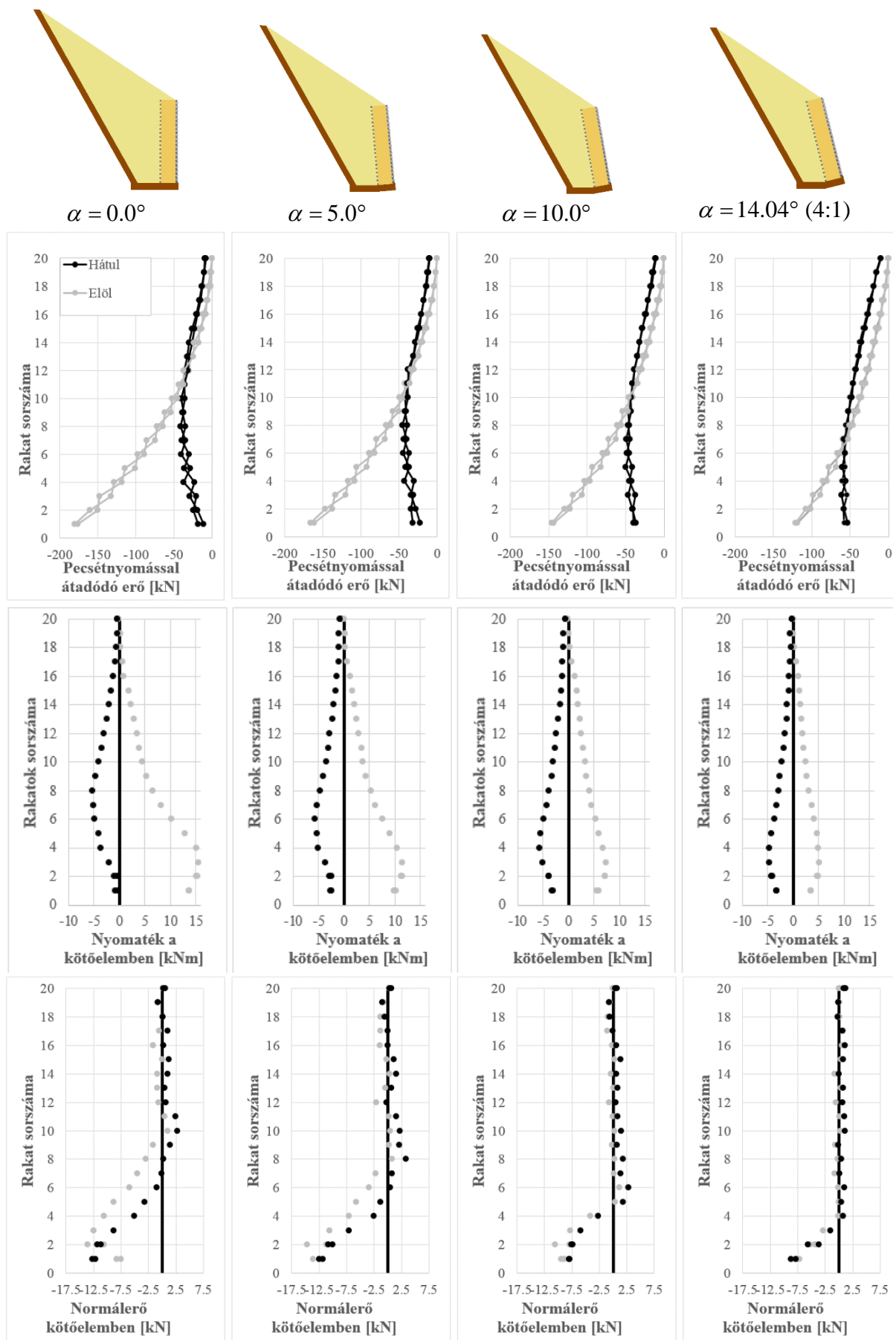
Elsőként megvizsgáltuk a támfal hátradöntésének igénybevételekre gyakorolt hatását. Ezen vizsgálat keretében rögzítettük a rakatok számát ( $n_{\text{rakat}} = 20$ ), a sziklarézsú meredekségét ( $\beta = 60^\circ$ ), a támfal és sziklarézsú távolságát ( $d = 1,5$  m), a megtámasztott rézsú hajlását ( $\gamma = 33^\circ$ ). A szimulációk eredményei (30. ábra) alapján megállapítható, hogy:

- a hátradöntés növeli a támfal biztonságát felborulással szemben: függőleges támfal mellett a biztonság 1,18, majd a hátradöntés növelésével 1,40; 1,72 és 2,72. Megemlítendő, hogy függőleges támfal mellett a háttöltés létrehozásához (ugyanolyan rézsúhajlás mellett) több földmunkára van szükség (Tehát a hátradöntött szerkezet kisebb tömegű talajt támaszt meg).
- a kötőelemekben ébredő hajlítónyomaték arányos a pecsénnyomással átadódó erő nagyságával. Továbbá a numerikus modell szerint a kötőelemet terhelő nyomaték a támfal elülső oldalán nagyobb. Ez arra enged következtetni, hogy a hosszgerendákról a kötőelemre átadódó erő nem központos. Határállapotot feltételezve, azaz ha a hosszgerendák élükön adják át a máglyafalvázban ébredő normálerőt, akkor a kötőelemben ébredő maximális nyomaték felülről becsülhető az alábbi módon a hosszgerenda szélességének ( $w_{\text{hosszg.}}$ ) ismeretében:

$$M_{\text{max}}(z) = N_{\text{pecsény.}} \cdot w_{\text{hosszg.}}$$

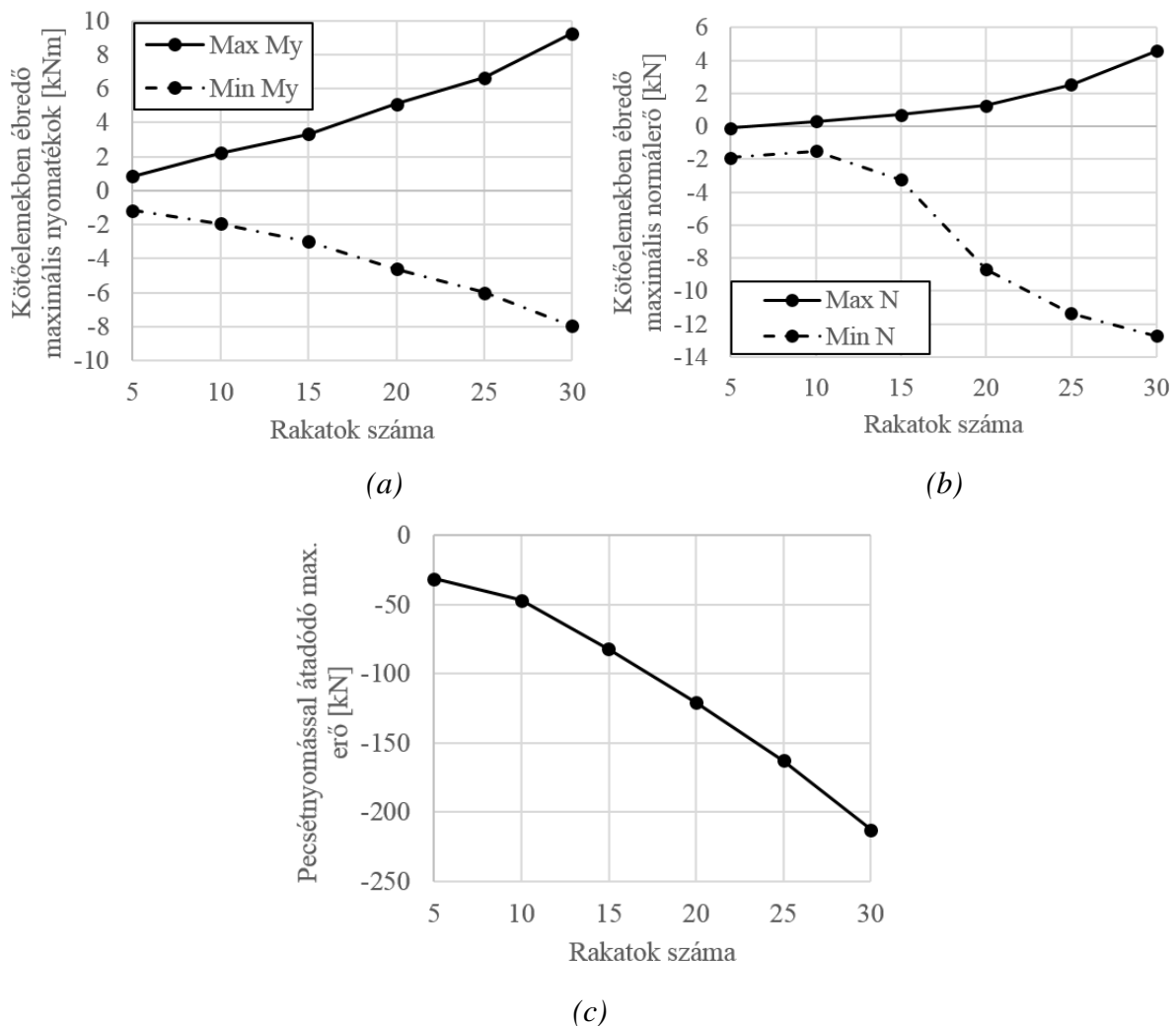
- A kötőelemekben hátradöntés nélküli fal esetén a támfal alsó felében, míg a legjobban hátradöntött fal esetén a támfal alsó ötödében okoz nyomóerőket (60°-os sziklarézsú mellett). A beton kötőelemekben a húzóerő a vizsgált támfalak esetén nem haladja meg a 2,5-3,0 kN-t.





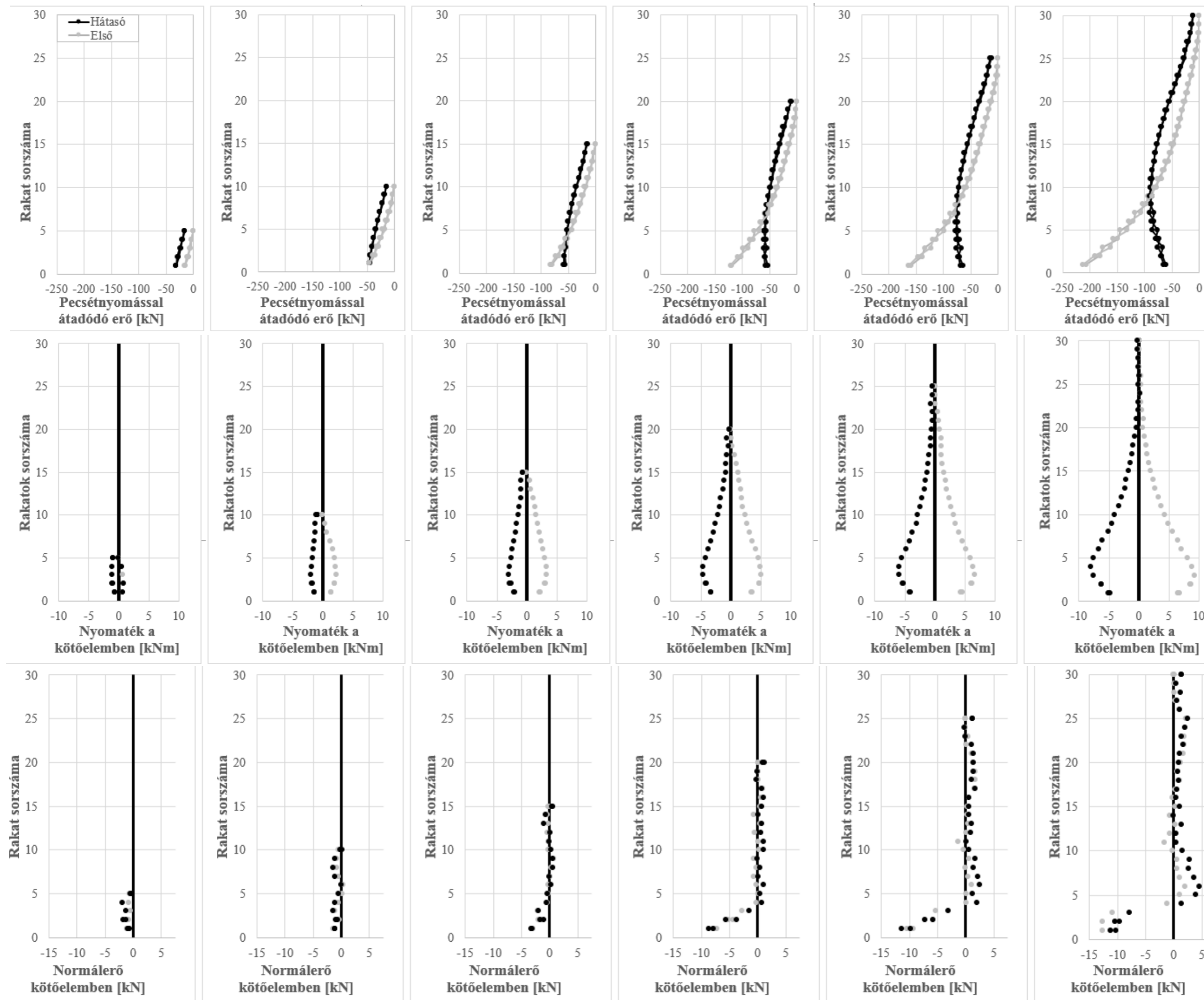
30. ábra- Hátradöntés hatásának vizsgálata

Vizsgáltuk, hogy a rakatok számának növelésével, hogyan változnak meg a szerkezetben ébredő igénybevételek. Ehhez a megépült szerkezetek esetén is alkalmazott 4:1 hátradöntést ( $14,04^\circ$ ) alkalmaztuk; a sziklarézsű a vízszintessel  $60^\circ$ -os szöget zárt be, továbbá feltételeztük, hogy a sziklarézsű a támfal aljától 1,5 m-re indul. A rakatok számát ötösével növeltük 5 rakattól 30 rakatig. Az így megépített szerkezetek mindegyike globális stabilitás szempontjából állékonyan bizonyult. A különböző magasságú szerkezetek esetén ébredő maximális igénybevételeket mutatja a 31. ábra. Megállapítható, hogy a támfal magasságának növelésével a pecsénnyomással átadódó erő, illetve a kötőelemekben ébredő igénybevétel nemlineárisan nő. Továbbá fontos megjegyezni, hogy a 31. ábrán látható igénybevételek nem feltétlenül ugyanabban a kötőelemben ébrednek: pl. a maximális húzóerő a kötőelemben sosem a támfal legalsó kötőelemeiben ébred, ahol a pecsénnyomás értéke a legnagyobb.



31. ábra – Maximális igénybevételek a tartómagasság növelésével

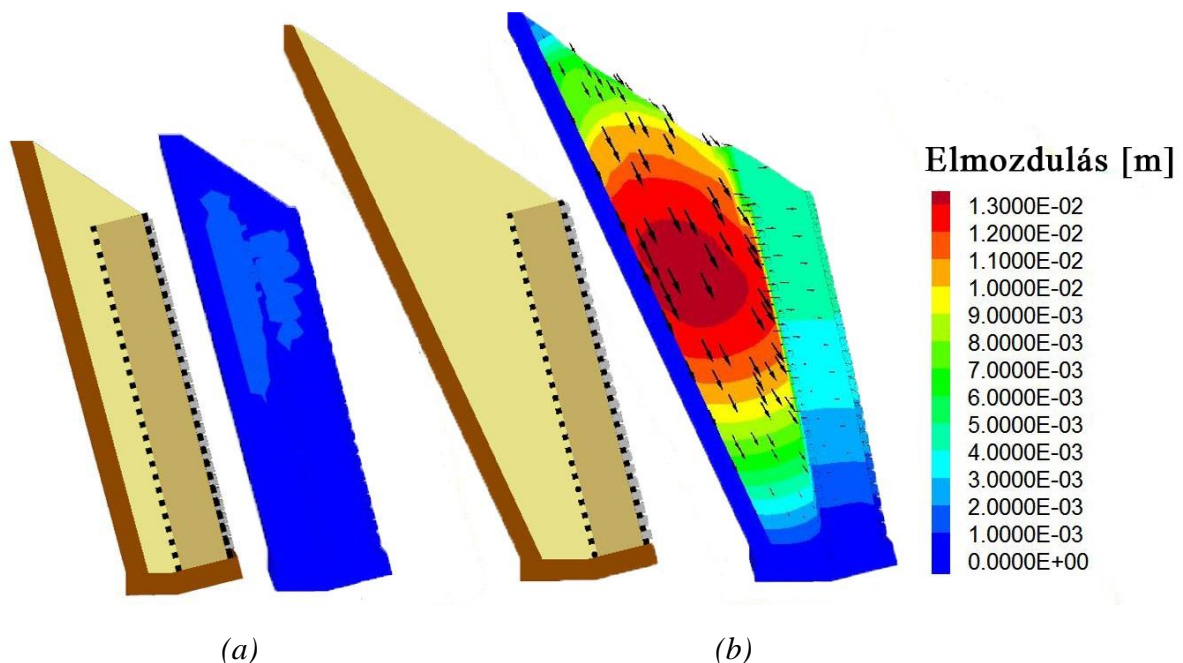
A szerkezeti elemekben ébredő igénybevételeket a 32. ábra foglalja össze.



Rakatok száma a vizsgálatban:  
5-10-15-20-25-30  
32. ábra

#### 6.4. Esettanulmány: 8.sz. főút Öskü elkerülő szakaszán bekövetkezett károsodás

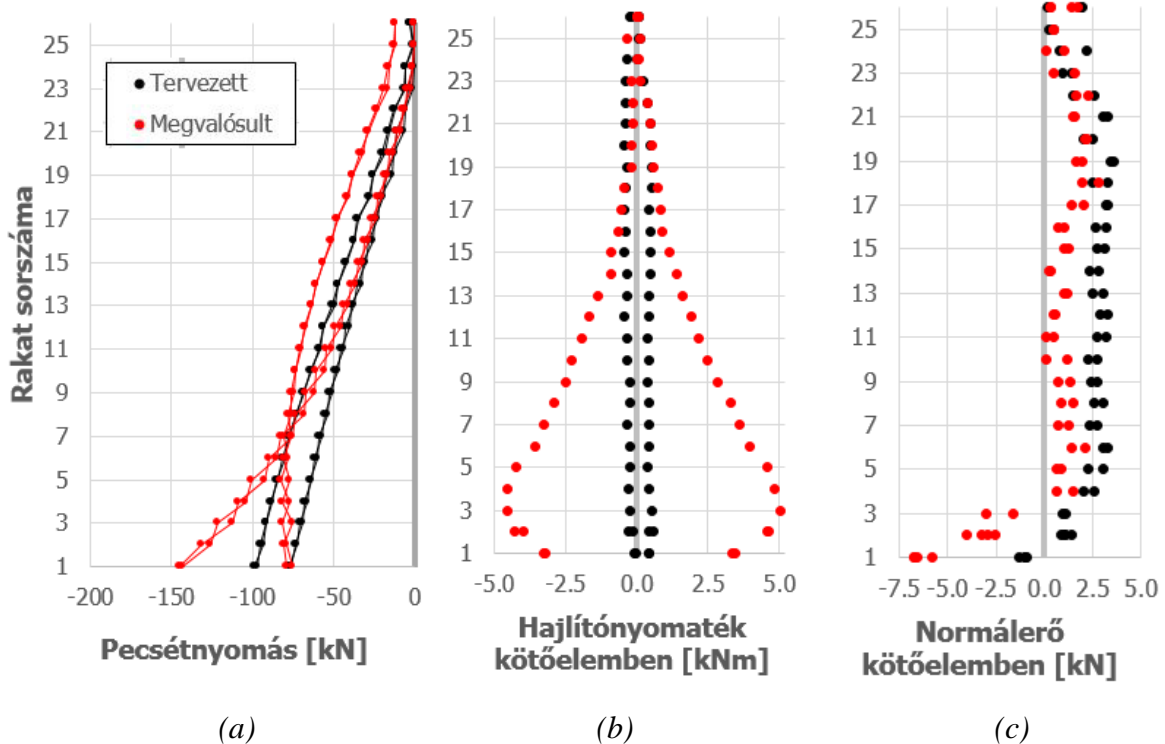
A 8. számú főút 33+450-33+480 km szelvényben, Öskü mellett 2015-ben bekövetkező máglyafal károsodás helyszínén a sziklarézsűket eredetileg meredek, 67-76°-os rézsűben tervezték kiszedni a máglyafal lábától 0,5m-re. Azonban a kivitelezés során a sziklarézsűk omlása és kipergése miatt a sziklarézsűk a tervezett támfaltól helyenként távolabb és kisebb hajlásszögben indultak. A következő esettanulmányban azt vizsgáltuk, hogy a szerkezeti elemekben milyen igénybevételek ébredtek volna a károsodás helyén a tervezett geometria (33a. ábra), illetve a megvalósult keresztmetszeti kialakítás (33b. ábra) esetén. A két vizsgált támfalhoz tartozó elmozdulásokat a 33. ábra szemlélteti. Látható, hogy a megvalósult geometria mellett a támfal tetejének vízszintes elmozdulása ~5-6 mm, a tervezett geometria esetén ezen érték tizedrésze.



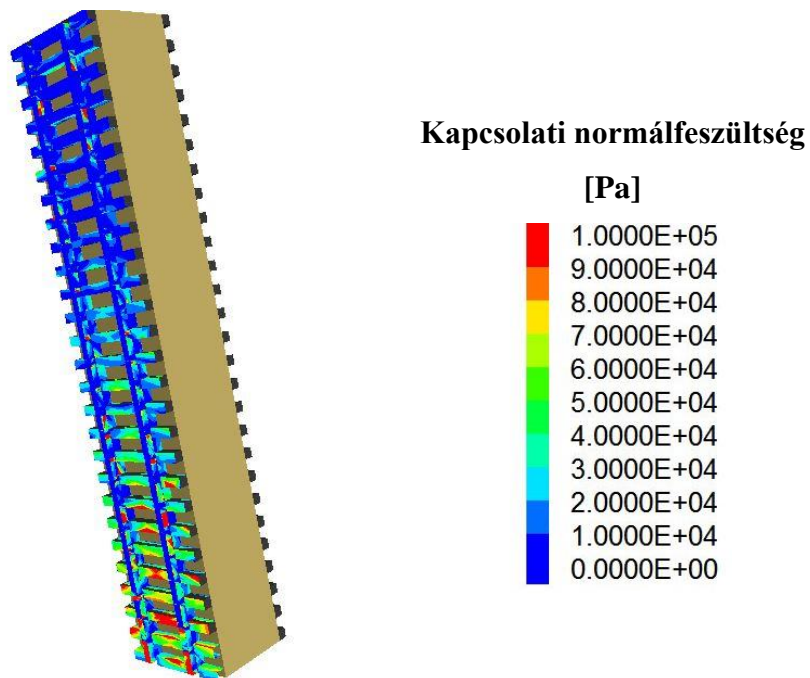
33. ábra – Károsodott keresztmetszet (a) tervezett; (b) megvalósult geometriája és elmozdulásai

A numerikus modell által meghatározott igénybevételeket a 34. ábra foglalja össze. A kötőelemek és a hosszgerendák között pecsétnyomás formájában átadódó normálerő már a tervezett geometria esetén is eléri a 100 kN-t. A megvalósult geometria mellett a támfal felborulással szembeni biztonsága ~7,7-ről 3,2-re csökken (34a. ábra). Emiatt az elülső hosszgerenda alatt a normálerő jelentősen növekszik, a támfal alján megközelíti a 145 kN-t. (Az ÉMI által elvégzett kísérletsorozatban a kötőelemek 149-296 kN értékű pecsétnyomás mellett mentek tönkre. [5]) A kötőelemekben ébredő maximális húzóerő nem mutatkozott jelentősnek sem a tervezett (2,5-3,0kN), sem a megvalósult (2,0-2,5 kN) geometria esetén (34b.

ábra). A megvalósult geometriai kialakítás mellett a numerikus modell az alsó három sorban lévő kötőelemek esetén nyomóerőt jelzett előre, melynek háttérében az állt, hogy a megtámasztandó háttöltés vízszintes földnyomása az alsó 3-4 szinten koncentrálódik. (35. ábra)

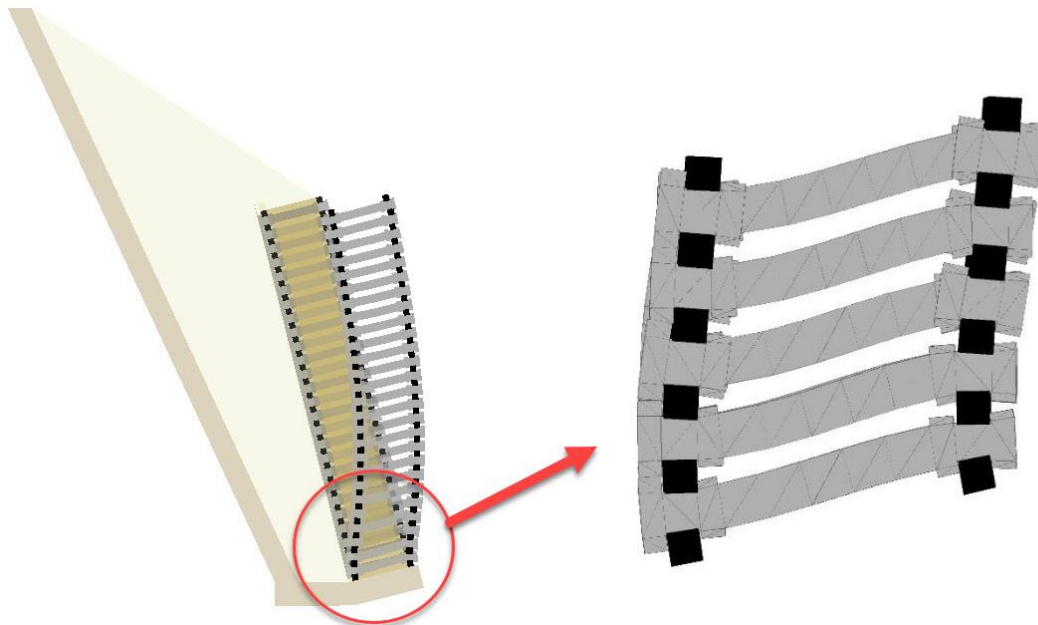


34. ábra – Máglyafal szerkezeti elemeiben ébredő igénybevételek



35. ábra – A megtámasztandó földtömegről a támfalra átadódó normálfeszültség eloszlása

A tényleges geometriai kialakítás mellett a támfal alsó részén lévő kötőelemek erős tengelye körül jelentős hajlítónyomaték ébredt. Ennek oka, mint láttuk, hogy a máglyafalváz elemek elmozdulásai/deformációi hatására a kötőelem kalapácsfej alsó/felső felületén átadódó normálerő hatásvonalja nem esik egybe, így az erő külpontossá válik. A kötőelem két végét koncentrált, egymással ellentétes irányú nyomaték terheli. Az ilyen típusú hajlítónyomatékból származó, jellegzetes deformáció látható a 36. ábrán.



36. ábra – Kötőelemek nagyított ( $\times 200$ ) deformációja

A kötőelemek vasalását mindösszesen egyetlen, a keresztmetszet súlypontjának környezetében elhelyezett, sima falú vascső alkotta, megfelelő lehorgonyzás nélkül. Az igénybevételek eloszlásából egyértelműen látható, hogy a legjobban igénybevett része a támfalnak a 4-6 szinten elhelyezkedő kötőelemek: a maximális hajlítónyomaték mellett a kötőelemekben már húzóerő is ébred, míg a hosszgerendákról pecsétnyomás formájában ezen a szinten  $\sim 100$  kN nyomóerő adódik át. A támfalak károsodása során megfigyelt tönkremeneteli mód alátámasztja a numerikus modell előrejelzését, mivel a támfal alsó 4-5 rakata helyén maradt, míg a felsőbb rakatok leomlottak.

## 7. Összefoglalás

A dolgozat máglyafalak szerkezeti elemeinek vizsgálatára, igénybevételeik meghatározására fókuszál. A jelenleg hatályos magyar előírások a máglyafalak tervezéséhez szerkesztési szabályokat javasolnak, továbbá felhívják a figyelmet a szerkezeti elemek ellenőrzésére is, azonban nem adnak részletes eljárásokat ezen igénybevételek meghatározására.

A mérnöki gyakorlatban elterjedt tervező szoftverek segítségével ezen igénybevételek meghatározása körülményes, mivel a geotechnikai szoftverek a talaj, míg a szerkezetépítéshez használt szoftverek a szerkezet viselkedését képesek kellő pontossággal modellezni. A dolgozat keretében alternatívaként egy diszkrét elemek módszerén alapuló numerikus modellt fejlesztettünk, mely tetszőleges geometriájú, Forte-rendszerű máglyafal modellezésére alkalmas. A modell egyszerre vizsgálja a talajt és a szerkezetet, így a támfal külső stabilitásvizsgálata és a szerkezeti elemek analízise egyidőben történhet meg.

A numerikus modell eredményeit egyszerűsített 2D vizsgálatok segítségével összehasonlítottuk a Janssen-féle silóelmélet eredményeivel, mely alapján megállapítottuk, hogy a diszkrét elemes modell képes a rakattöltésből származó silóhatás figyelembevételére, a 2D modell eredményei megegyeznek a Janssen-féle elmélettel.

A 3D-s modell segítségével a Magyarországon elterjedt, Forte-típusú máglyafalrendszert modelleztük. A 3D numerikus modell Janssen-féle elmélettel történő összehasonlítása azt mutatta, hogy a numerikus szimulációk eredménye megegyezik a Janssen silónyomáselméletével, amennyiben  $A/U$ -t a Forte-rendszernek megfelelően  $\sim 0,214$ -ként választjuk meg.

A 3D-s modellen elvégzett paraméteres vizsgálatok eredményei azt mutatták, hogy a kötőelemeket nemcsak normálerő, hanem hajlítónyomaték is terheli. Ezen nyomaték értéke arányos a máglyafalvázban ébredő, a szerkezeti elemek között pecsétnyomással átadódó normálerővel. Emellett a numerikus modellek kimutatták, hogy a 4:1-es hátradöntés kedvező hatással van a szerkezeti elemek igénybevételeire.

A modell hatékonyságának bemutatására a 8.sz. főútvonal Öskü elkerülő szakaszán 2015-ben bekövetkezett máglyafal károsodást használtuk fel. A numerikus modell által meghatározott, kötőelemekben ébredő igénybevételek a 4-6 szint között maximálisak. Ez összhangban van károsodás helyszínén megfigyelt jelenséggel, miszerint a támfal alsó 4-6 rakata helyénmaradt, míg a felette elhelyezkedő elemek károsodtak.

## Hivatkozások

- [1] Krymer V, Robert A. Stream restoration and cribwall performance: a case study of cribwall monitoring in Southern Ontario. *River research and applications*. 2014;30:865-73.
- [2] Standard B. Crib retaining walls, Volume 2 Highway Structures: Design BA 68/971997.
- [3] Masterton G, Mair A, Brady K, Greene M. A literature and design review of crib wall systems. TRL Report. 1995.
- [4] Magyar Útügyi Társaság Szakbizottsága. Útügyi Műszaki Előírás - Út 2-1.222. Budapest: Magyar Útügyi Társaság; 2006.
- [5] Szendefy J. Geotechnikai szakértői vélemény - 8. sz. főút Öskü elkerülő szakaszán megépült máglyafal károsodásáról. BME Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék2015.
- [6] Hartshorn B. The Greenback Crib Wall. 2018.
- [7] Brandl H. Load bearing performance of crib retaining walls. Road Research No 141. Vienna: Federal Ministry of Construction and Engineering; 1980.
- [8] Roth WH, Delnik A. Numerical Modeling of a Crib-wall Failure. 1998.
- [9] Lehmer GD, Ekwueme CG. Description and Analysis of Crib Wall Failures. *Forensic Engineering 2009: Pathology of the Built Environment*2010. p. 414-23.
- [10] Riches LK. Observed earthquake damage to Christchurch city council owned retaining walls and the repair solutions developed. Proc of the 6th Int Conf in Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 1–4 November2015.
- [11] Sudan Acharya M. Analytical Approach to Design Vegetative Crib Walls. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2017.
- [12] Keppler I. Szemcsés anyagok természetes boltozódása. *GÉP*. 2006;2006:29-34.
- [13] Janssen H. Janssen, HA, and Z. Vereins, 1895, *Dtsch. Eng.* 39 (25), 1045. *Dtsch Eng.* 1895;39:1045.
- [14] ITASCA. 3DEC - Universal Distinct Element Code Manual. Theory and Background. Mineapolis: Itasca Consulting Group; 2004.